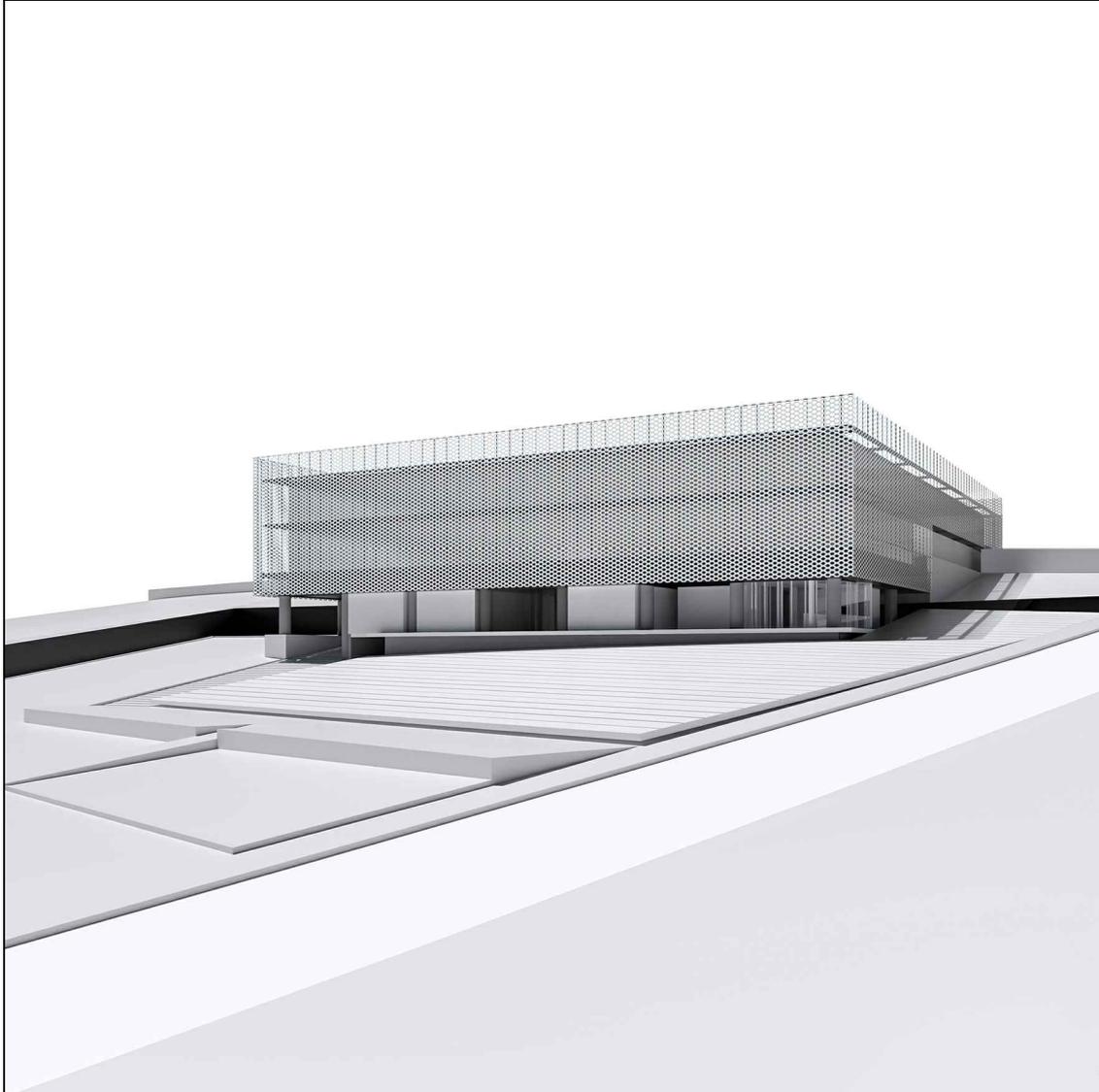


Comune di Camerino
CRU_CENTRO RICERCA UNIVERSITARIA
Ordinanza del Capo Dipartimento della Protezione Civile n.489 / 2017 art.6

PROGETTO ESECUTIVO



UNIVERSITA' DI CAMERINO
SAAD

Scuola di Ateneo
Architettura e Design "E. Vittoria"

Responsabile Unico del Procedimento:
Ing. Gian Luca Marucci

Coordinamento Progetto:
prof. Luigi Coccia
prof. Graziano Leoni

Progettazione Architettonica:
prof. Luigi Coccia
prof. Marco D'Annunziis

Progettazione Strutturale:
prof. Andrea Dall'Asta
ing. Stefano Pasquini

Progettazione Impiantistica:
ing. Matteo Massaccesi

Monitoraggio e sensoristica
Prof. Alessandro Zona

Consulenza Geologica:
dott. Giuseppe Capponi

Consulenza Geotecnica:
ing. Michele Morici

Progettazione del verde:
arch. Sara Cipolletti
arch. Alessandro Gabbianelli

Collaboratori:
arch. Alessandro Caioni
dott. Jacopo Di Antonio
ing. Laura Gioiella
ing. Fabio Micozzi
arch. Fabio Scarpecci

ELABORATO:
D R 0 3 C

relazione sovrastruttura

15.12.2018

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 1 di 122

SOMMARIO	1
1 INTRODUZIONE	3
1.1 <i>Oggetto</i>	3
1.2 <i>Riferimenti normativi</i>	3
2 SOLAI	5
2.1 <i>Solaio in c.a. (H=5+20+5)</i>	5
2.1.1 <i>Descrizione del solaio</i>	6
2.1.2 <i>Carichi di progetto e calcolo delle sollecitazioni</i>	7
2.1.3 <i>Verifiche</i>	8
2.2 <i>Solaio in lamiera grecata e getto di completamento (H=75+55 mm)</i>	10
2.2.1 <i>Descrizione del solaio</i>	10
2.2.2 <i>Carichi di progetto e calcolo delle sollecitazioni</i>	10
2.2.3 <i>Verifiche</i>	11
3 SCALE E COLLEGAMENTI VERTICALI	13
3.1 <i>Scale di valle a rampe parallele (scala tipo A)</i>	14
3.1.1 <i>Carichi di progetto</i>	14
3.1.2 <i>Calcolo delle sollecitazioni</i>	15
3.1.3 <i>Verifiche dei componenti strutturali</i>	16
3.2 <i>Scala di monte a rampe inclinate (scala tipo B)</i>	18
3.2.1 <i>Carichi di progetto</i>	18
3.2.2 <i>Calcolo delle sollecitazioni</i>	19
3.2.3 <i>Verifiche dei componenti strutturali</i>	20
3.3 <i>Involucro appeso dell'ascensore</i>	20
3.3.1 <i>Carichi di progetto</i>	21
3.3.2 <i>Calcolo delle sollecitazioni</i>	23
3.3.3 <i>Verifiche dei componenti strutturali</i>	24
4 STRUTTURA PRINCIPALE	25
4.1 <i>Sistema di isolamento</i>	28
4.2 <i>Carichi di progetto</i>	29

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 2 di 122

4.2.1	Pesi propri strutturali – valori caratteristici G_1	30
4.2.2	Carichi permanenti – valori caratteristici G_{1k} G_{2k}	30
4.2.3	Azioni variabili	32
5	ANALISI strutturale	35
5.1	<i>Modello di calcolo</i>	<i>37</i>
5.2	<i>Analisi modale</i>	<i>43</i>
5.3	<i>Analisi dinamica con spettro di risposta</i>	<i>45</i>
5.4	<i>Verifiche</i>	<i>46</i>
5.4.1	Verifiche pilastri	46
5.4.2	Verifiche travi in c.a.	52
5.4.3	Verifiche travi in acciaio.....	62
5.4.4	Verifiche controventi.....	91
5.4.5	Prestazioni isolatori e giunti.....	95
6	PIASTRA ORTOTROPA STRADA DI MONTE.....	98
6.1	<i>Descrizione dell'elemento strutturale.....</i>	<i>98</i>
6.2	<i>Azioni di progetto.....</i>	<i>99</i>
6.3	<i>Calcolo delle sollecitazioni.....</i>	<i>106</i>
6.3.1	Analisi strutturale	106
6.3.2	Modello a graticcio	106
6.3.3	Lamiera superiore	112
6.3.4	Sintesi delle sollecitazioni di progetto (SLU)	113
6.4	<i>Verifiche di resistenza elementi strutturali.....</i>	<i>115</i>
6.4.1	Tensioni trave principale	115
6.4.2	Traverso	118
6.4.3	Lastra superiore	119
6.4.4	Tensioni combinate	120
6.5	<i>Appoggi e giunti.....</i>	<i>121</i>
6.5.1	Dispositivi di appoggio.....	121
6.5.2	Giunti	122

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 3 di 122

1 INTRODUZIONE

1.1 Oggetto

La presente relazione descrive i calcoli strutturali per la progettazione delle sovrastrutture, costituite dall'insieme dei componenti strutturali non direttamente collegati al terreno ma sostenuti da appoggi convenzionali e isolatori sismici.

La relazione di calcolo fa riferimento alle azioni di progetto descritte nella parte generale e qui utilizzate per determinare i carichi da applicare sui diversi elementi strutturali.

Si rimanda alla parte generale anche per quanto riguarda i criteri generali per il calcolo delle sollecitazioni e per la valutazione della sicurezza. Verrà invece descritta la specializzazione di questi criteri generali alle valutazioni relative ai singoli elementi strutturali.

1.2 Riferimenti normativi

Le analisi delle azioni e le verifiche di sicurezza sono state condotte facendo riferimento alle seguenti normative:

- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni", D.M. 17 gennaio 2018 (supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale n. 42 del 20.02.2018 - supplemento ordinario n. 30) nel seguito indicata più brevemente come NTC 2018;

Ulteriori riferimenti impiegati:

- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti e Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 (Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26.02.2009 - supplemento ordinario n. 27);
- Eurocodice 2 – ENV-1992-1-1 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici.
- Eurocodice 3 – ENV-1993-1-1 – Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici.
- Eurocodice 3 – ENV-1993-1-3 – Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-3: Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo.
- Eurocodice 3 – ENV-1993-1-5 – Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-5: elementi

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 4 di 122

strutturali a lastra.

- Eurocodice 3 – ENV-1993-1-8 – Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-8: progettazione dei collegamenti.
- UNI EN 206-1/2016 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.
- UNI EN 11104/2016 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità
 - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206
- UNI EN 15129 – Dispositivi Antisismici.

2 SOLAI

Nella sovrastruttura sono presenti due tipologie di solai, la prima a lastre tralicciate (predalles) utilizzate per la realizzazione del primo solaio (quota +0.00 m), mentre la seconda è in lamiera grecata con getto di completamento ($H=75+55$ mm) ed è stata impiegata per la realizzazione dei solai di quota +4.30 m, per lo sbalzo esterno di servizio di quota +8.50 m e per il solaio di copertura.

Il solaio a lastre tralicciate ($H=5+20+5$ cm) è ordito su un graticcio di travi in c.a. di sezione 40×80 cm, poste immediatamente sopra al piano di isolamento. Il solaio in lamiera grecata e getto di completamento ($H=75+55$ mm) è ordito sulle travi secondarie IPE 360 a quota +4.30 m e in copertura, mentre su travi IPE 180, IPE 360 e UPN 280 per gli sbalzi esterni di servizio.

2.1 Solaio in c.a. ($H=5+20+5$)

Per il progetto del solaio a lastre tralicciate predalles sono stati elaborati due modelli di calcolo locali per ciascuna delle quattro tipologie di solaio (A, B, C, D), funzione del numero di campate, mostrate in Figura 1.

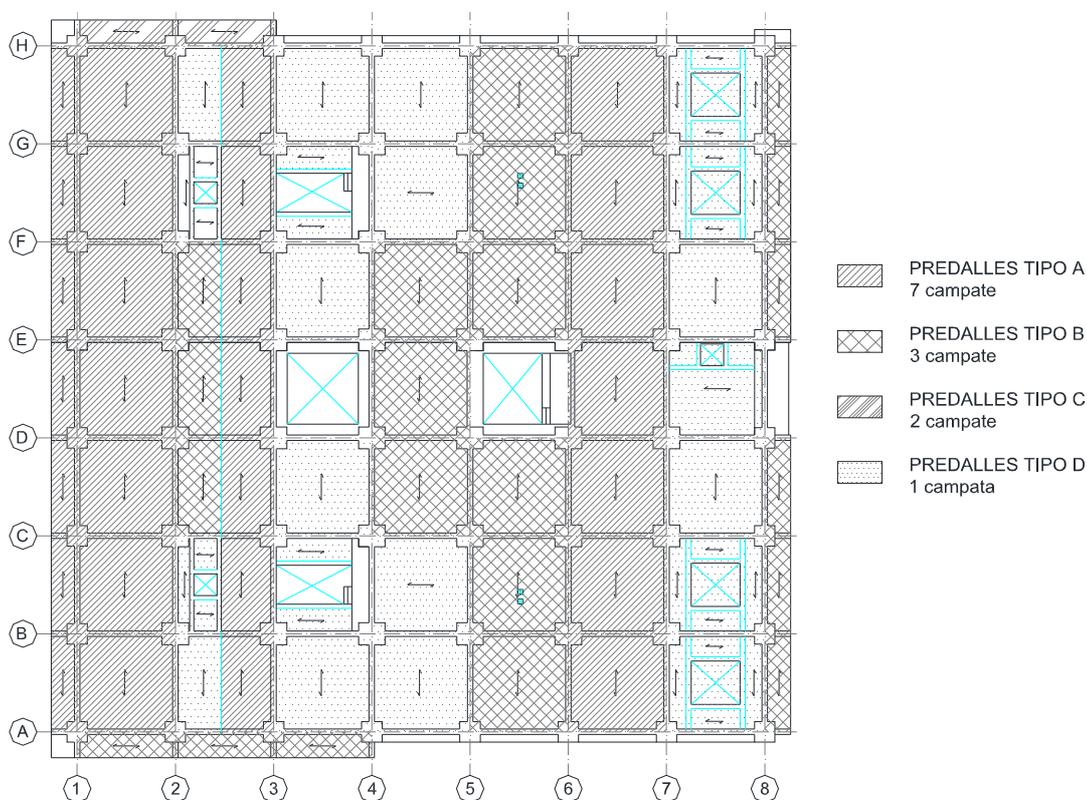


Figura 1 Solaio predalles, configurazioni analizzate in funzione del numero di campate

In ciascuno degli otto modelli locali, due per tipologia, è stata modellata una lastra di larghezza 1.20 m, con schema a trave continua su più appoggi, differenziando i vincoli d'estremità, una volta si è proceduto inserendo un incastro, mentre nell'altro un vincolo di semplice appoggio. Tutte le campate hanno luce pari a 7.20 m.

Al fine di ottenere lo schema di carico più gravoso per il solaio, nei modelli locali sono state considerate tutte le possibili combinazioni dei carichi permanenti e accidentali, con i seguenti range di variazione: G_1 tra 1 e 1.3, G_2 tra 0.8 e 1.3, Q_k tra 0 e 1.5.

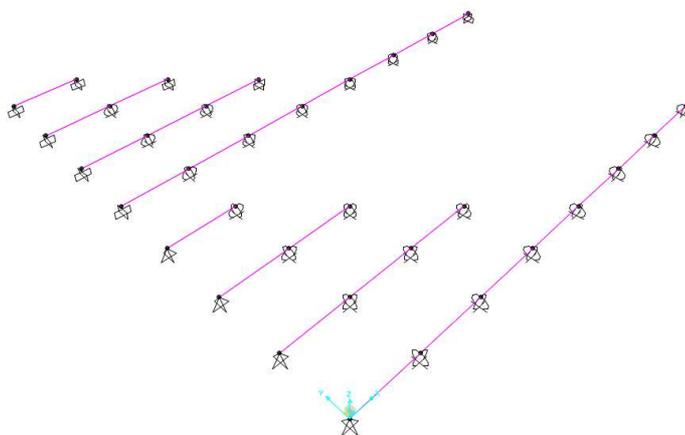


Figura 2 Vista unifilare dei modelli di calcolo delle quattro tipologie di solaio predalles

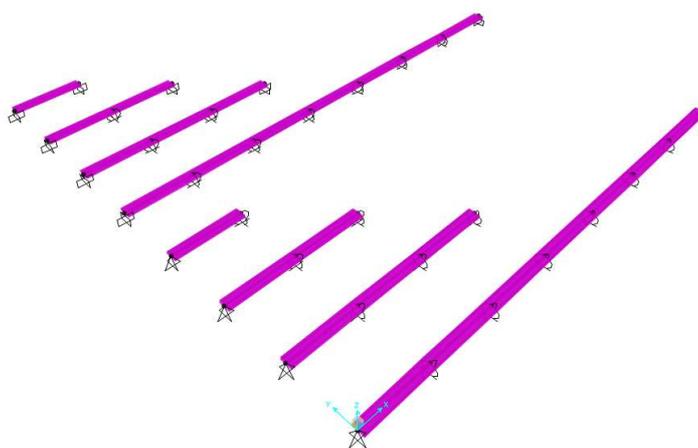


Figura 3 Vista estrusa del modello di calcolo delle quattro tipologie di solaio predalles

2.1.1 Descrizione del solaio

Ogni lastra ha una larghezza di 120 cm, nella quale vengono alloggiati n. 3 tralicci elettrosaldati e una rete elettrosaldada $\phi 6$ passo 15 x 15 cm. L'armatura dei tralicci è costituita da 2 $\phi 6$ inferiori e 1 $\phi 8$ superiore, le staffe sono $\phi 6/15$ cm, inoltre per ciascun traliccio è presente 1 $\phi 14$ (armatura integrativa). La geometria dei tralicci è base da 10 cm e altezza da 16.5 cm, in

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 7 di 122

fase di getto (transitorio) essi si fanno carico della portanza del solaio, mentre nella fase successiva alla maturazione del getto di completamento, essi sono inglobati in altrettanti travetti in cls di base pari a 14 cm. Gli alleggerimenti sono costituiti da due blocchi in polistirene espanso di dimensione 39 cm x 20 cm. In Figura 4 è riportata una sezione corrente tipo del solaio.

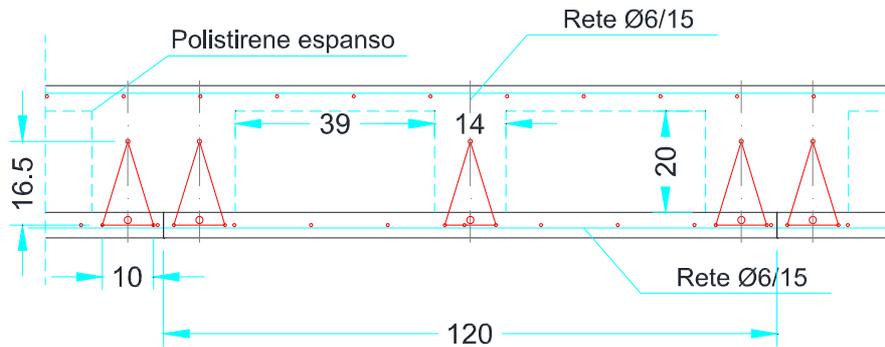


Figura 4 Sezione tipo solaio a lastre tralicciate

2.1.2 Carichi di progetto e calcolo delle sollecitazioni

Lo schema di calcolo per la fase transitoria tra il getto e la maturazione del cls (fase 1) è quello di trave isostatica su 2 appoggi. Una volta che il getto del cls è maturo (fase 2), si è fatto riferimento per il progetto delle armature integrative del solaio all'involuppo delle sollecitazioni taglianti e flettenti, derivanti dai modelli di calcolo locali, descritti nella sezione precedente. Le verifiche per entrambe le fasi sono condotte con riferimento alla singola lastra di larghezza 1.2 m.

Fase 1 (transitorio)

Il massimo momento sollecitante positivo è pari a:

$$q = (1.3 \cdot 4.33) \cdot 1.2 = 6.8 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} = 6.8 \cdot 2.27^2 / 8 = 4.3 \text{ kNm}$$

Il massimo momento negativo è pari a:

$$M_{\max} = 6.8 \cdot 2.27^2 / 12 = 2.9 \text{ kNm}$$

Fase 2 (maturazione del getto)

Per quanto riguarda la fase due, il massimo momento positivo allo stato limite ultimo si ha nella configurazione a singola campata ed è pari a:

$$q = (1.3 \cdot (4.33 + 4.32) + 1.5 \cdot 3) \cdot 1.2 = 18.89 \text{ kN/m}$$

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 8 di 122

$$M_{\max} = 18.89 \cdot 7.2^2 / 8 = 122.43 \text{ kNm}$$

2.1.3 Verifiche

Fase 1 (transitorio)

Per quanto concerne la fase transitoria i tralicci sono verificati nei confronti dell'azione del momento sollecitante positivo, per l'instabilità del corrente superiore e della staffa, nonché alla trazione del corrente inferiore. Sotto l'azione del momento negativo, invece, l'instabilità dei correnti inferiori è impedita dalla presenza della lastra nella quale sono inglobati, pertanto le verifiche riguardano solamente l'instabilità delle staffe e la trazione del corrente superiore. La luce di calcolo considerata per le verifiche è di 2.27 m, essendo previsti n. 2 appoggi intermedi.

Le verifiche all'instabilità sono condotte in accordo al paragrafo 4.2.4.1.3 delle NTC secondo cui la resistenza all'instabilità di un'asta compressa è pari a:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{\min} \cdot f_{yk} \cdot A}{\gamma_{M1}}$$

dove:

- $\gamma_{M1} = 1.05$;
- χ_{\min} è il coefficiente di stabilità minimo.

Momento positivo - campata			
instabilità			
elemento	N_{soll} [kN]	N_{b,Rd} [kN]	check
staffa (1φ6)	1.46	4.97	ok
corrente superiore (1φ8)	9.51	15.68	ok
trazione			
elemento	N_{soll} [kN]	N_{Rd} [kN]	check
corrente inferiore (1φ6)	4.8	11.1	ok

Momento negativo - appoggio			
instabilità			
elemento	N_{soll} [kN]	N_{b,Rd} [kN]	check
staffa (1φ6)	1.46	4.97	ok
trazione			
elemento	N_{soll} [kN]	N_{Rd} [kN]	check
corrente superiore (1φ8)	6.34	19.67	ok

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 9 di 122

Fase 2 (avvenuta maturazione del getto)

Si dispone un'armatura inferiore nelle lastre delle tipologie A, B, C pari a 3φ14 ($M_{res} = 93.3$ kNm) e ulteriori 3φ14 al di sopra delle stesse nella sola tipologia D ($M_{res} = 132.8$ kNm), uno per travetto. La massima sollecitazione flettente (predalles tipo D) è 122.4 kNm, per cui la verifica risulta soddisfatta.

Il massimo momento negativo allo stato limite ultimo si ha nella configurazione a sette campate (predalles tipo A) ed è pari a $M_{max} = 102.4$ kNm, si dispone un'armatura superiore di 6φ14, due per travetto, il cui momento resistente è pari a $M_{res} = 123.3$ kNm.

Per far fronte alla sollecitazione di taglio vengono realizzate fasce piene da 35 cm. Si dispone inoltre un'armatura inferiore a taglio pari a

$$A_s = V_{max}/f_{yd} = 82.7 \cdot 1000 / 391.3 = 211 \text{ mm}^2 = 2.11 \text{ cm}^2$$

Si dispone 1φ14 (1.54 cm²) per ogni nervatura.

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 10 di 122

2.2 Solaio in lamiera grecata e getto di completamento (H=75+55 mm)

2.2.1 Descrizione del solaio

I solai di quota +4.30 m, dello sbalzo di quota +8.50 m e di copertura sono realizzati con lamiera grecata collaborante. L'altezza della lamiera è pari a 75 mm, lo spessore è pari a 0.8 mm ed è realizzato in acciaio S280GD+Z ($f_{yb} = 280 \text{ N/mm}^2$). Lo spessore della soletta è di 55 mm, è presente una rete elettrosaldada $\phi 6 \text{ } 150 \times 150$ ($A_s = 188.4 \text{ mm}^2 > 0.2A_c$). Di seguito sono riportate le caratteristiche geometriche e statiche della sola lamiera (per la fase transitoria di getto è stata considerata un'area efficace calcolata secondo quanto prescritto al punto 4.4 dell'EC 3-1-5) e del solaio composto a breve termine ($t=0$, $n=7$) e a lungo termine ($t=\infty$, $n=21$).

2.2.2 Carichi di progetto e calcolo delle sollecitazioni

Le sollecitazioni e le verifiche sono riferite ad una fascia di larghezza un metro. Lo schema di calcolo adottato è quello di trave su più appoggi, considerando un momento massimo positivo allo stato limite ultimo pari a $ql^2/8$ e un momento massimo negativo di analogo valore.

Lamiera - campata

$$A_{\text{eff}} = 1089 \text{ mm}^2$$

$$J_{\text{eff}} = 9702561819 \text{ mm}^4$$

$$y_G = 48.1 \text{ mm}$$

$$W_{\text{sup}} = 36006 \text{ mm}^3$$

$$W_{\text{inf}} = 20191 \text{ mm}^3$$

Lamiera - appoggio

$$A_{\text{eff}} = 1115 \text{ mm}^2$$

$$J_{\text{eff}} = 901819 \text{ mm}^4$$

$$y_G = 51.8 \text{ mm}$$

$$W_{\text{sup}} = 38918 \text{ mm}^3$$

$$W_{\text{inf}} = 17400 \text{ mm}^3$$

lamiera + soletta $t=0$

lembo compresso superiore

$$x_s = 29.9 \text{ mm (distanza asse neutro bordo superiore)}$$

$$J = 5774618 \text{ mm}^4$$

$$W_{\text{sup}} = 1350339 \text{ mm}^3 \text{ (modulo resistenza filo superiore solaio)}$$

$$W_{\text{inf}} = 57709 \text{ mm}^3 \text{ (modulo resistenza filo inferiore solaio)}$$

lembo compresso inferiore

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 11 di 122

$x_i = 29.9$ mm (distanza asse neutro lembo inferiore)

$J = 2537240$ mm⁴

$W_c = 474023$ mm³ (modulo resistenza filo inferiore solaio)

$W_{il} = 67718$ mm³ (modulo resistenza filo inferiore lamiera compressa)

$W_r = 35720$ mm³ (modulo resistenza rispetto al baricentro delle armature)

$W_{sl} = 67602$ mm³ (modulo resistenza filo superiore lamiera tesa)

lamiera + soletta $t=\infty$

lembo compresso superiore

$x_s = 44.2$ mm (distanza asse neutro bordo superiore)

$J = 4290019$ mm⁴

$W_{sup} = 2037014$ mm³ (modulo resistenza filo superiore solaio)

$W_{inf} = 50016$ mm³ (modulo resistenza filo inferiore solaio)

lembo compresso inferiore

$x_i = 45.6$ mm (distanza asse neutro lembo inferiore)

$J = 2048372$ mm⁴

$W_c = 943537$ mm³ (modulo resistenza filo inferiore solaio)

$W_{il} = 44930$ mm³ (modulo resistenza filo inferiore lamiera compressa)

$W_r = 32560$ mm³ (modulo resistenza rispetto al baricentro delle armature)

$W_{sl} = 69649$ mm³ (modulo resistenza filo superiore lamiera tesa)

Nel calcolo è stata considerata una luce massima di 2.3 m e un carico agente allo stato limite ultimo pari a:

$q = 1.3 \cdot (0.108 + 1.88) = 2.58$ kN/m (peso proprio lamiera e soletta)

$q = 1.3 \cdot (1.99 + 4.32) + 1.5 \cdot (3) = 10.12$ kN/m (sovraccarichi permanenti ed accidentali)

2.2.3 Verifiche

Nella tabella seguente si riportano le tensioni agenti sulla lamiera e sul calcestruzzo in fase di getto, a breve termine e a lungo termine.

campata			
Tensioni	getto	t=0	t=∞
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
cls	0.00	-4.95	-3.28

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria <i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	RELAZIONE DI CALCOLO
		Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 12 di 122

campata			
lamiera-sup	-47.46	-	-
lamiera-inf	84.64	115.91	133.74
armatura	0.00	-	-

appoggio			
Tensioni	getto	t=0	t=∞
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
cls	0.00	-14.11	-7.09
lamiera-sup	43.91	98.95	96.04
lamiera-inf	-98.21	-98.78	-148.88
armatura	0.00	187.27	205.44

Le tensioni sul calcestruzzo risultano inferiori alla tensione di progetto $f_{cd} = 0.83 \cdot 0.85 \cdot 35 / 1.5 = 16.46 \text{ N/mm}^2$, le tensioni sull'armatura risultano inferiori alla tensione di progetto pari a $f_{yd} = 450 / 1.15 = 391.3 \text{ N/mm}^2$ e le tensioni sulla lamiera risultano inferiori alla tensione di progetto dell'acciaio pari a $f_{yd} = 280 / 1.05 = 266 \text{ N/mm}^2$. Nella tabella seguente si riportano infine le frecce in fase di getto, a breve e a lungo termine.

freccia	getto	t=0	t=∞
mm	4.62	7.66	8.71

La freccia in fase di getto è minore del valore limite pari a $L/180 = 12.7 \text{ mm}$ (paragrafo 4.3.6.4.2), le frecce a breve e lungo termine sono inferiori al valore limite pari a $L/250 = 9.2 \text{ mm}$.

3 SCALE E COLLEGAMENTI VERTICALI

A livello della sovrastruttura sono presenti tre corpi scala che collegano quota + 0.00 a quota + 4.30 m. Due gemelli sono disposti in corrispondenza degli allineamenti B-C 3-4 e F-G 3-4 (scala tipo A), con rampe parallele: sono la continuazione della scala in CA che arriva dalla sottostruttura. Un terzo corpo si trova tra gli allineamenti D-E 7-8 (scala tipo B).

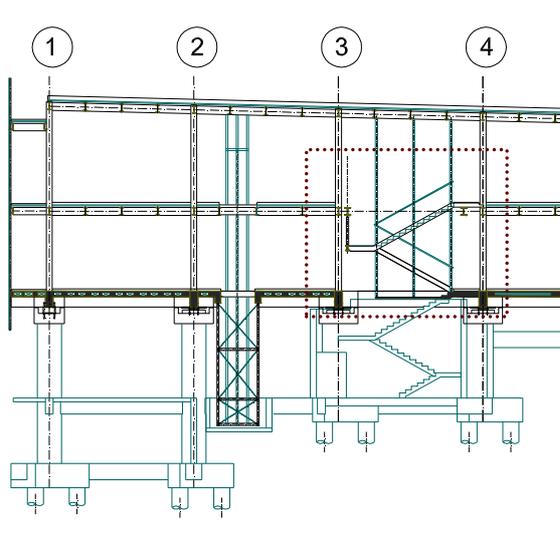


Figura 5: sezione scala tipo A

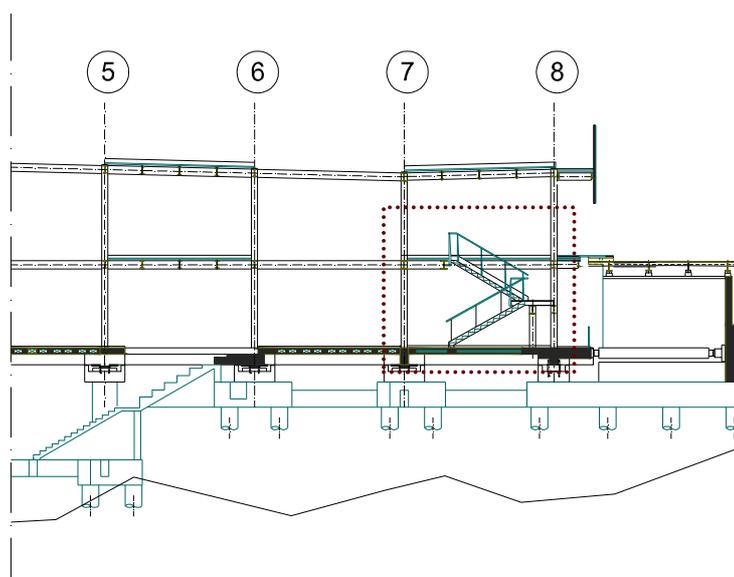
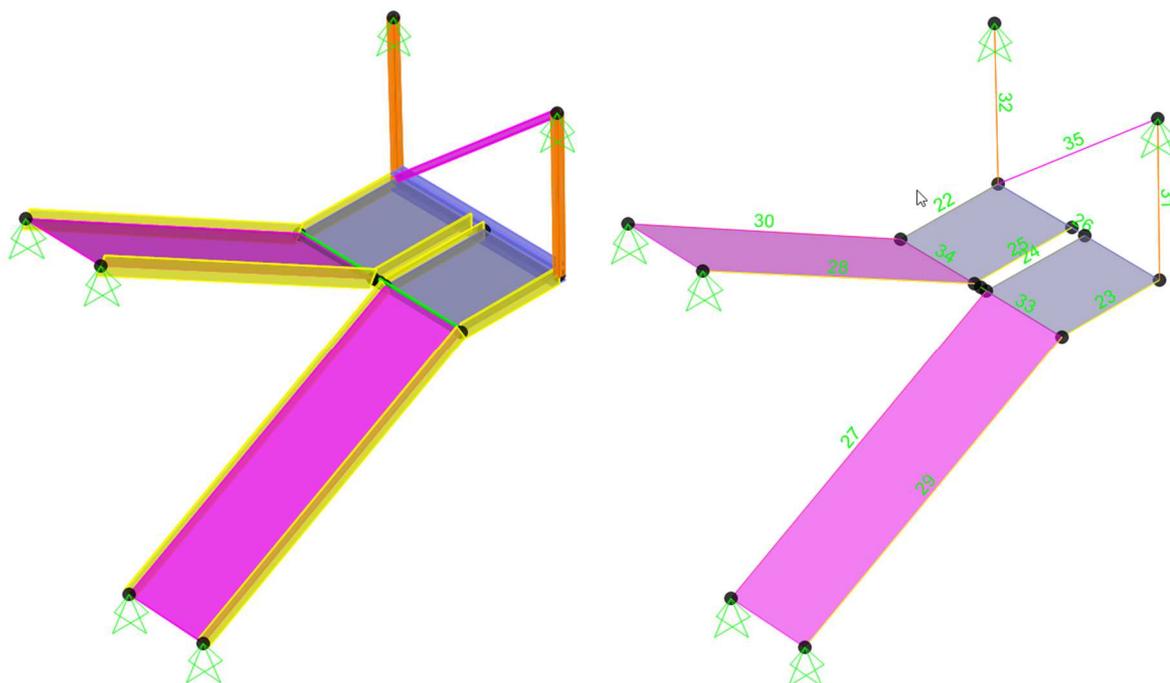


Figura 6: sezione scala tipo B

3.1 Scale di valle a rampe parallele (scala tipo A)

La scala di valle a rampe parallele (tipo A) è una scala a travi rampanti in acciaio costituita da travi a ginocchio di sezione 18X240 e lamiera pressopiegata saldata lungo tutta la rampa inclinata e sul pianerottolo. Oltre a garantire l'alzata e la pedata la lamiera ha la funzione di impedire l'instabilità flessio-torsionale dei piatti principali. Le due rampe sono due elementi distinti, costituiti da cosciali, rampa e metà pianerottolo. Questo è irrigidito da piatti di sezione 6x100 saldati alla lamiera superiore e ai due cosciali laterali. Inoltre tra il pianerottolo e la rampa è presente un piatto 14x180, che ha la funzione di chiusura del pianerottolo e di collegamento delle due parti della scala attraverso un coprigiunto bullonato. I cosciali sono collegati per mezzo di L80x80-8 alla trave di fondo composta da 2UPN240/14. L'utilizzo del profilo accoppiato semplifica il collegamento della trave stessa e quindi della scala ai tiranti verticali con sezione accoppiata 2UPN80/14 e ai due diagonali concentrici di sezione UPN80. La scala, dal lato del pianerottolo, è quindi appesa ad una HE400A di chiusura del foro del vano scale a quota +4.30 m.



3.1.1 Carichi di progetto

Scale in carpenteria metallica

Peso proprio lamiera s=6 mm, cosciali 18x240 mm	(kN/m ²)	= 2.08

Totale G _{1k}	(kN/m ²)	= 2.08

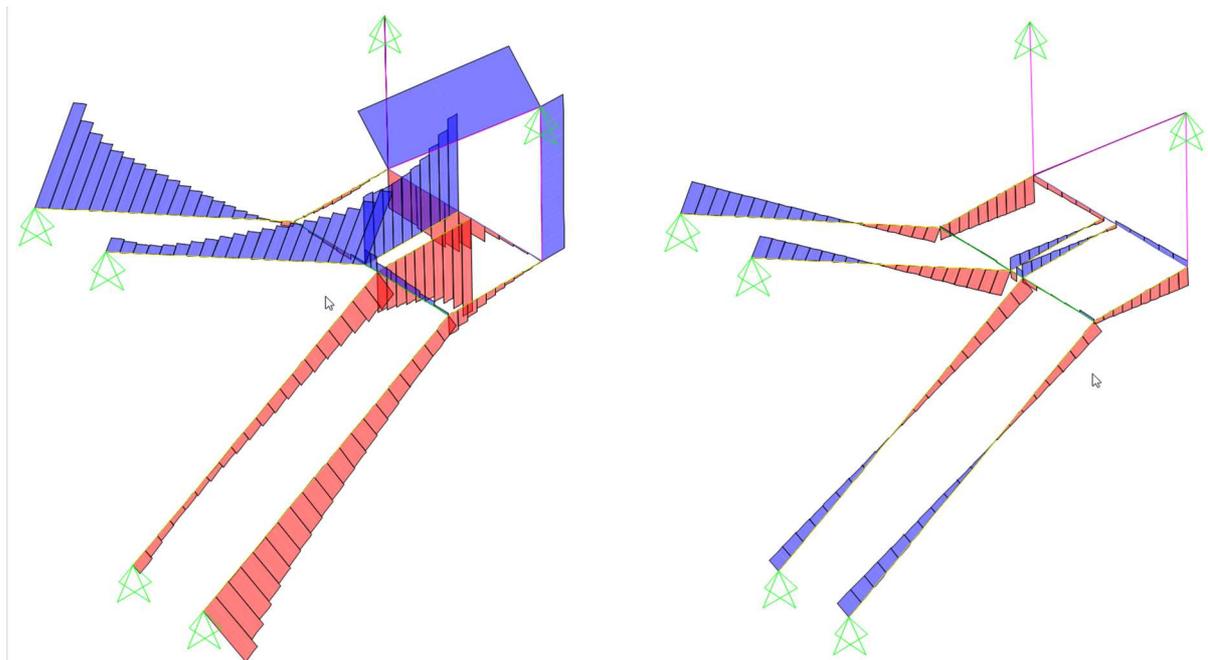
D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 15 di 122

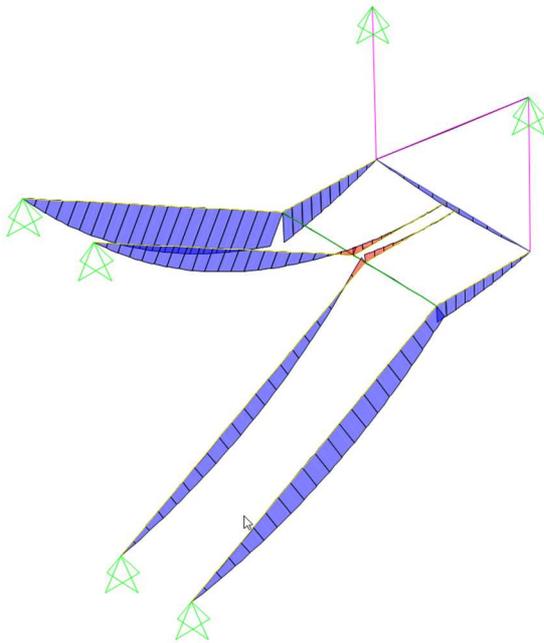
Gradini	(kN/m ²)	= 1.00

Totale G _{2k}	(kN/m ²)	= 1.00
 <i>Sovraccarichi di esercizio (Q_{sk})</i>		
Scale Cat. C1 Scuole	(kN/m ²)	= 4.00

3.1.2 Calcolo delle sollecitazioni

Si riportano di seguito le sollecitazioni di sforzo normale, taglio e flessione per carichi verticali allo SLU





3.1.3 Verifiche dei componenti strutturali

Cosciali

cosciale 18x240

f_{yd}	338,10
[N/mm ²]	

h [cm]	24	b [cm]	1,8	sa [cm]	1,8	e [cm]	1,8	r [cm]	0
A [cm ²]	43,20	I _x [cm ⁴]	2073,60	I _y [cm ⁴]	11,66	W _x [cm ³]	172,80	W _y [cm ³]	12,96
p _x [cm]		p _y [cm]		I _t [cm ⁴]	43,39	W _{plx} [cm ³]		W _{ply} [cm ³]	
peso [kg/m]	33,91	Av [cm ²]	43,20	d [cm]	20,4				

[kN]
V_{pl,Rd}
843,3

elemen	COMB	N	Ty [kN]	Tx [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]	Mt	σ _{max}	σ ₁	σ ₂	p _{x1} =p _x	t _{y1} =t _y	σ _{d1}	σ _{d2}	U	ver.
239	IAXVERT(liv)	0,09	-0,29	0,00	0,00	21,17	-0,07	122,54	-122,47	122,51	-2,94	-0,08	122,58	122,62	0,36	ver.
239	IAXVERT(liv)	0,23	-0,15	0,00	0,00	21,17	-0,06	122,59	-122,44	122,55	-2,55	-0,04	122,52	122,63	0,36	ver.
240	IAXVERT(liv)	0,25	0,71	0,00	0,00	21,16	0,06	122,53	-122,41	122,53	2,55	0,19	122,49	122,61	0,36	ver.
240	IAXVERT(liv)	0,07	0,85	0,00	0,00	21,16	0,05	122,49	-122,45	122,49	2,22	0,23	122,52	122,55	0,36	ver.
241	IAXVERT(liv)	0,09	-0,29	0,00	0,00	21,17	0,07	122,54	-122,47	122,51	2,94	-0,08	122,58	122,62	0,36	ver.
241	IAXVERT(liv)	0,23	-0,15	0,00	0,00	21,17	0,06	122,59	-122,44	122,55	2,55	-0,04	122,52	122,63	0,36	ver.
242	IAXVERT(liv)	0,25	0,71	0,00	0,00	21,16	-0,06	122,53	-122,41	122,53	-2,55	0,19	122,49	122,61	0,36	ver.
242	IAXVERT(liv)	0,07	0,85	0,00	0,00	21,16	-0,05	122,49	-122,45	122,49	-2,22	0,23	122,52	122,55	0,36	ver.

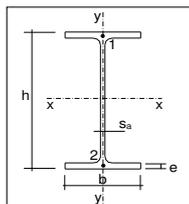
Per le due scale tipo A (lato valle) gli elementi maggiormente sollecitati sono i frame 239, 240, 241 e 242, per la combinazione fondamentale di carico allo stato limite ultimo non sismico, con un rapporto di utilizzo 0.36.

Elementi del pianerottolo

Le 2UPN240 accoppiate delle scale di valle (tipo A) sono state verificate considerandole al pari di un profilo a doppio T equivalente.

Profilo ad H equivalente a 2UPN240 f_{yd} 338,10 [N/mm²]

h [cm]	b [cm]	sa [cm]	e [cm]	r [cm]
24	17	1,9	1,3	1,3
A [cm ²]	Ix [cm ⁴]	Iy [cm ⁴]	Wx [cm ³]	Wy [cm ³]
84,60	7409,18	1883,50	617,43	156,96
ρ_x [cm]	ρ_y [cm]	It [cm ⁴]	Wplx [cm ³]	Wply [cm ³]
4,72	4,72	105,26		
peso [kg/m]	Av [cm ²]	d [cm]		
66,40	46,25	18,8		



elemento	COMB	N	Ty [kN]	Tx [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]	Mt	σ_{max}	σ_1	σ_2	$\tau_{x1=\tau_{x2}}$	$\tau_{y1=\tau_{y2}}$	σ_{d1}	σ_{d2}	ver.	
167	AXVERT(liv)	-11,7	-0,1	-48,3	-4,9	2,1	0,0	-35,85	-4,72	1,96	-16,61	-0,02	29,16	28,84	0,11	ver.

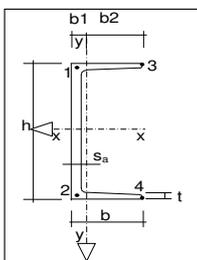
Per le due scale tipo A (lato monte) l'elemento maggiormente sollecitato è il frame 167 per la combinazione fondamentale di carico allo stato limite ultimo non sismico, con un rapporto di utilizzo 0.11.

Elementi di appensione

UPN80

σ_{adm} 338,0952 [N/mm²]

h [cm]	b [cm]	sa [cm]	t [cm]	peso [kg/m]
8	4,5	0,6	0,8	8,6
A [cm ²]	b1 [cm]	b2[cm]		
11	1,94	2,56		
Ix [cm ⁴]	Iy [cm ⁴]	Wxel [cm ³]	Wxpl [cm ³]	
106	19,4	26,5	32,3	
ρ_x [cm]	ρ_y [cm]	S1 [cm ³]	S2 [cm ³]	Sx [cm ³]
		12,96	-4,608	16,032
Avz [cm ²]	d [cm]			
50,80	4,7			



$N_{pl,Rd}$ [kN]	$N_{u,Rd}$ [kN]	β	d0 [mm]	A_{net} [mm ²]
371,90	164,83	0,4	15	1010

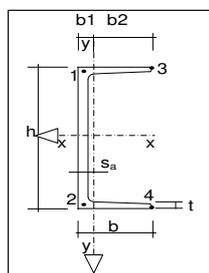
elemento	COMB.	N [kN]	N_{Rd} [kN]	ver.	util.	diag.
35	AXVERT(liv)	25,95	164,83	ver.	0,16	

Per le due scale tipo A (lato monte) il diagonale UPN80 maggiormente sollecitato è il frame 35 per la combinazione fondamentale di carico allo stato limite ultimo non sismico, con un rapporto di utilizzo 0.16.

UPN80

σ_{adm} 338,0952 [N/mm²]

h [cm]	b [cm]	sa [cm]	t [cm]	peso [kg/m]
8	4,5	0,6	0,8	8,6
A [cm ²]	b1 [cm]	b2[cm]		
11	1,94	2,56		
Ix [cm ⁴]	Iy [cm ⁴]	Wxel [cm ³]	Wxpl [cm ³]	
106	19,4	26,5	32,3	
ρ_x [cm]	ρ_y [cm]	S1 [cm ³]	S2 [cm ³]	Sx [cm ³]
		12,96	-4,608	16,032
Avz [cm ²]	d [cm]			
50,80	4,7			



$N_{pl,Rd}$ [kN]	$N_{u,Rd}$ [kN]	β	d0 [mm]	A_{net} [mm ²]
371,90	164,83	0,4	15	1010

elemento	COMB	N	N_{Rd}	ver.	util.
31	AXVERT(liv)	12,19	164,83	ver.	0,07

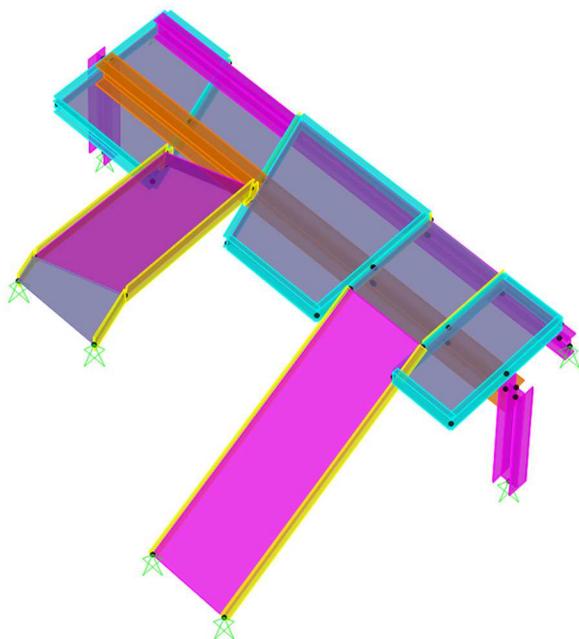
Per le due scale tipo A (lato monte) il tirante verticale UPN80 maggiormente sollecitato è il

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 18 di 122

frame 31 per la combinazione fondamentale di carico allo stato limite ultimo non sismico, con un rapporto di utilizzo 0.07.

3.2 Scala di monte a rampe inclinate (scala tipo B)

La scala di monte a rampe inclinate (scala tipo B) è composta, come per la scala tipo A, da due rampe indipendenti di larghezza 1200mm, ma in questo caso il pianerottolo non è appeso bensì poggiante su una trave HE400A sorretta da due pilastri HE300A. Il pianerottolo è composto, oltre che dalla prosecuzione in orizzontale delle due rampe, da 3 ulteriori moduli composti da una cornice in UPN220 e una lamiera saldata sp. 6mm, poggianti sulla HE400A e la IPE 360. I vari elementi della scala sono collegati anche tra di loro per ripristinare la continuità strutturale nel piano del pianerottolo.



3.2.1 Carichi di progetto

Scale in carpenteria metallica

Peso proprio lamiera s=6 mm, cosciali 18x240 mm	(kN/m ²)	= 2.08

Totale G _{1k}	(kN/m ²)	= 2.08
Gradini	(kN/m ²)	= 1.00

Totale G_{2k}

(kN/m²)

= 1.00

Sovraccarichi di esercizio (Q_{sk})

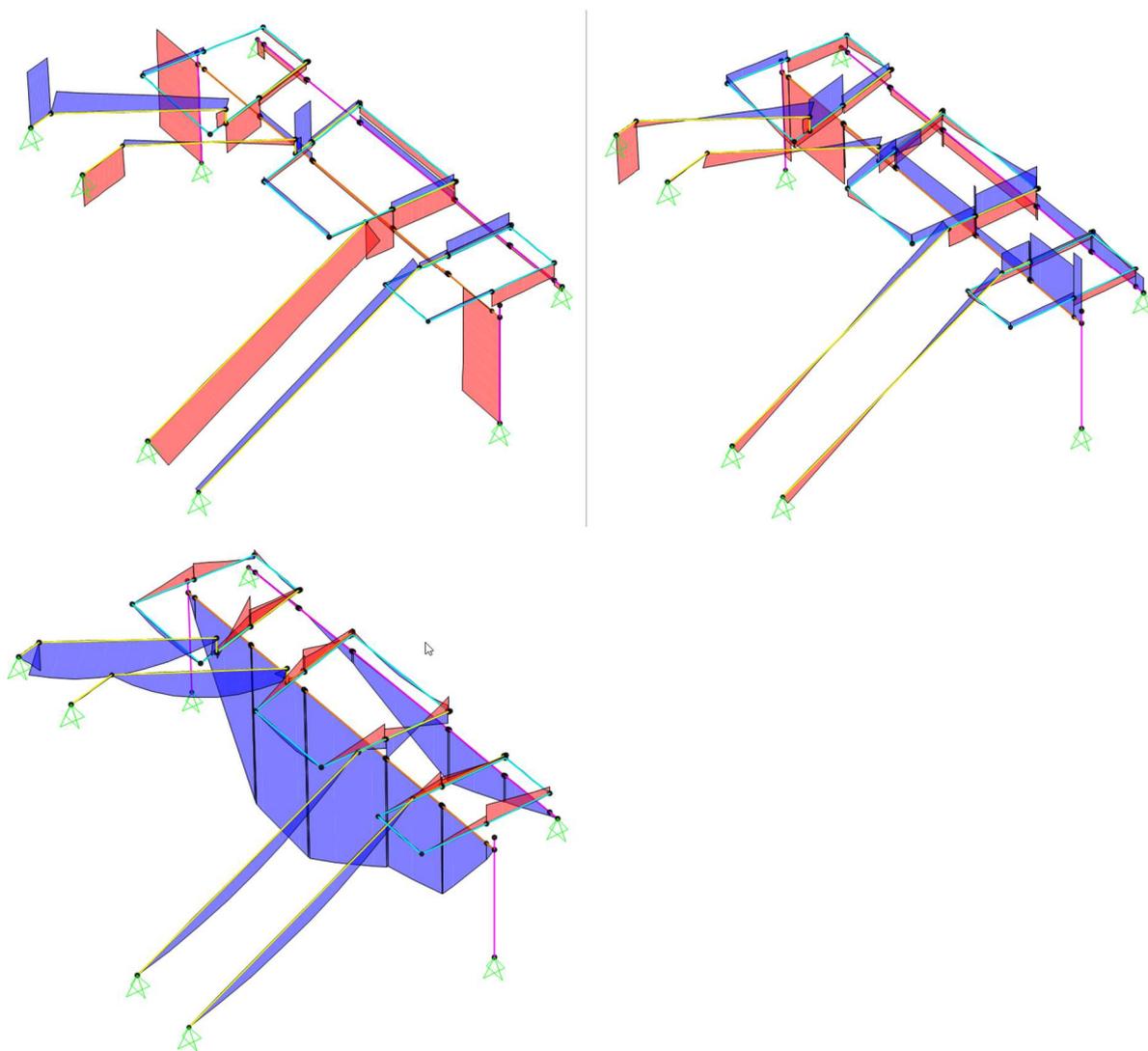
Scale Cat. C1 Scuole

(kN/m²)

= 4.00

3.2.2 *Calcolo delle sollecitazioni*

Di seguito si riportano i diagrammi di sforzo normale, taglio e flessione per carichi verticali allo SLU



D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 20 di 122

3.2.3 Verifiche dei componenti strutturali

Cosciali

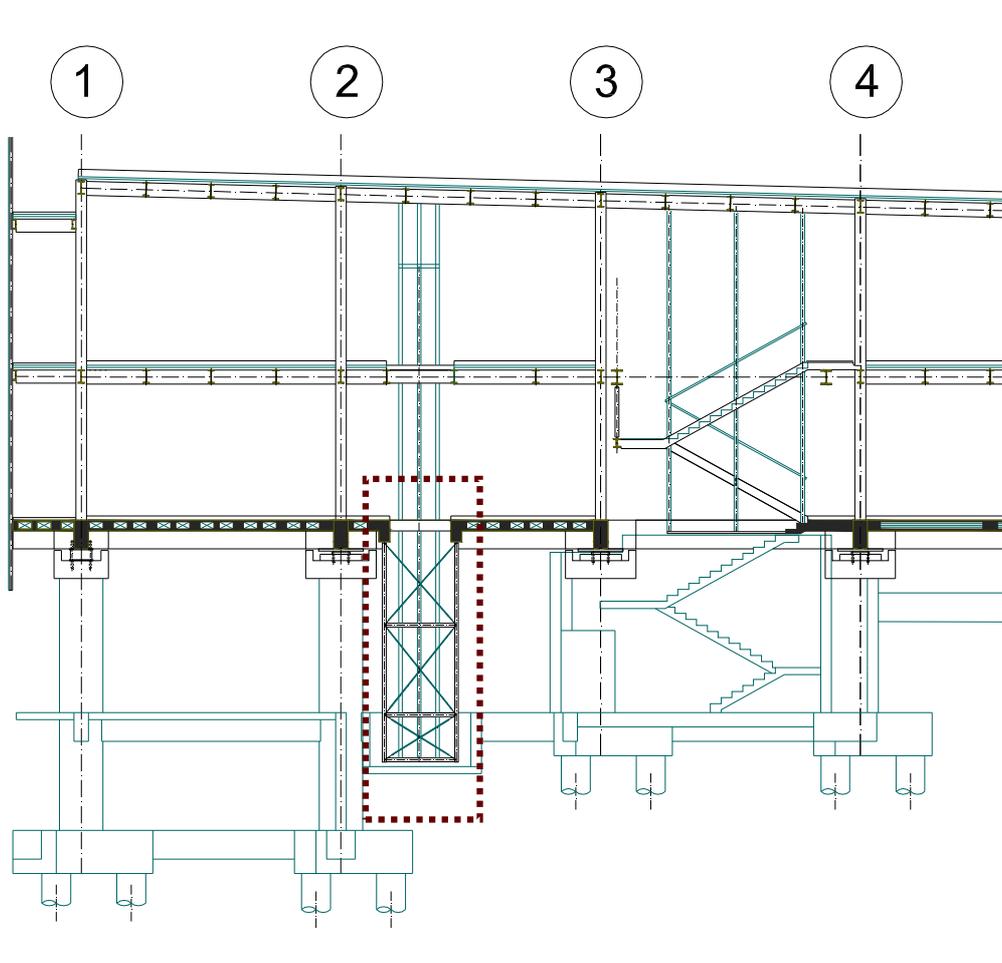
cosciale 18x240		$f_{y,d}$ 338,10 [N/mm ²]			
h [cm]	b [cm]	sa [cm]	e [cm]	r [cm]	
24	1,8	1,8	1,8	0	
A [cm ²]	Ix [cm ⁴]	Iy [cm ⁴]	Wx [cm ³]	Wy [cm ³]	
43,20	2073,60	11,66	172,80	12,96	
ρ_x [cm]	ρ_y [cm]	It [cm ⁴]	Wplx [cm ³]	Wply [cm ³]	
		43,39			
peso [kg/m]	Av [cm ²]	d [cm]			[kN]
33,91	43,20	20,4			V _{pl,Rd}
					843,3

elemen	COMB	N	Ty [kN]	Tx [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]	Mt	σ_{max}	σ_1	σ_2	$\rho_x = \rho_x'$	$\rho_y = \rho_y'$	σ_{d1}	σ_{d2}	ver.	
57	AXVERT(liv)	27,09	1,42	-37,95	-2,12	0,00	0,00	169,87	6,25	6,29	-87,75	0,39	152,11	152,11	0,50	ver.

Per la scala tipo B (lato monte) l'elemento maggiormente sollecitato è il frame 57, per la combinazione fondamentale di carico allo stato limite ultimo non sismico, con un rapporto di utilizzo 0.50.

3.3 Involucro appeso dell'ascensore

Per permettere il funzionamento dell'isolamento sismico è necessario mantenere divise la sottostruttura dalla sovrastruttura. I due ascensori di valle che vanno da quota - 5.35 m a quota + 4.30 m attraversano il livello di isolamento, dunque devono prevedere un giunto sismico per evitare di collegare la porzione di struttura isolata da quella non isolata. Inoltre l'ascensore deve avere necessariamente continuità verticale lungo tutta la sua corsa: la soluzione è una struttura appesa per permettere all'ascensore di scendere al di sotto del piano di isolamento. Questo involucro strutturale, solidale alla sovrastruttura, è composto da montanti continui e traversi di sezione tubolare $\Phi 101.6/8$. I montanti sono appesi all'impalcato di quota + 0.00 m su delle travi in CA 30X60cm attraverso delle barre filettate M8.8 $\Phi 16$ protetti da una guaina e da una piastra di contrasto all'estradosso. I traversi sono posti a tre livelli in modo da non interferire con la porta di accesso all'ascensore al piano inferiore. Allo stesso modo i controventi concentrici $\Phi 20$ con tenditori sono posti in ogni specchiatura ad eccezione di quella di accesso all'ascensore. L'intera struttura appesa deve potersi muovere liberamente in tutte le direzioni per almeno 350mm di spostamento. Per questo sia il fondo fossa in CA che le varie pareti di chiusura del vano, solidali alla sottostruttura, devono rispettare il franco di sicurezza. Per garantire l'accesso all'ascensore si prevede l'utilizzo di un giunto a pavimento ad alte prestazioni, con binario di scorrimento montato dal lato della struttura appesa.



3.3.1 Carichi di progetto

Si prevede l'installazione di un ascensore con portata nominale (pn) 625 kg (8 pers.). Non essendo completamente definito il modello di ascensore e dovendo comunque prevedere in futuro una possibile sostituzione dello stesso si provvede ad una definizione dei carichi generica, a partire dalla portata nominale.

Peso Cabina vuota (pCv):	1.25 pn	7.7 kN
Peso Cabina a pieno carico (pC):		13.76 kN
Peso contrappeso (pcont) =	$pCv + 0.5 \text{ pn}$	11 kN
Peso parti meccaniche:		1.7 kN/m
(derivanti da massa totale ascensore 8 pn su 14 m di corsa)		
Carico al fondo fossa (da DM LL.PP. 236 - 14 GIUGNO 1989)		90 kN

Il dimensionamento della struttura appesa è determinato non tanto dalle azioni applicate quanto dalla necessità di garantire una rigidezza sufficiente ad evitare fenomeni di percezione delle vibrazioni che possono essere indotte dal funzionamento dell'ascensore stesso. Per questo si definiscono gli elementi e i controventi per avere il 1° modo di vibrare con frequenza pari a 5 Hz nella condizione più sfavorevole di cabina a pieno carico al piano più basso (massa strutturale+pC a quota - 5.35 m).

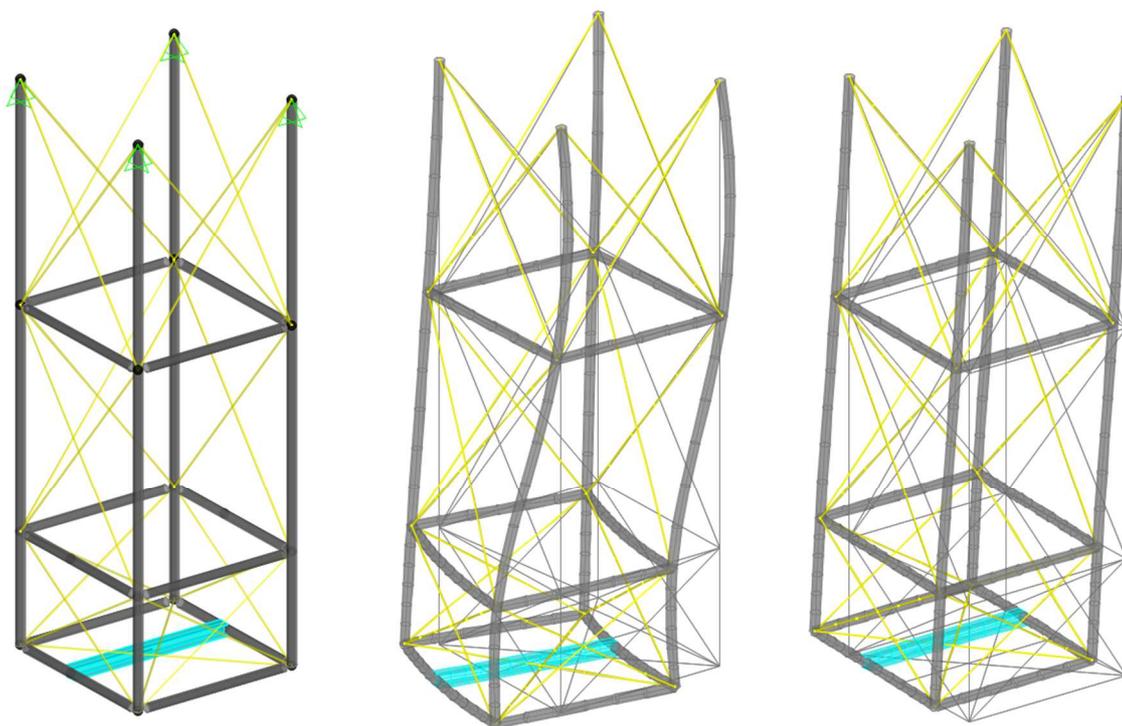


Figura 7: (a) modello di calcolo (b) 1° modo 5.49 Hz (c) 2° modo 10.98 Hz

G1 – peso proprio delle strutture

In particolare per i materiali si assumono i seguenti valori caratteristici dei pesi specifici:

peso specifico dell'acciaio:

78,5 kN/m³

Qk – carico al fondo fossa

Carico al fondo fossa (da DM LL.PP. 236 - 14 GIUGNO 1989)

90 kN

E – azione sismica

A favore di sicurezza si considera un'azione sismica pari a delle forze statiche equivalenti

applicate alle masse per l'accelerazione subita allo SLC dalla sovrastruttura isolata a cui è appeso l'ascensore. Questo è lecito poiché il periodo della struttura appesa (0.182s) è molto minore della struttura isolata (3.5s). L'accelerazione considerata è 0.07g (SLC con periodo e smorzamento del sistema di isolamento). L'azione sismica è significativa solo per i controventi, ma comunque del tutto trascurabile rispetto alle dimensioni dei profili.

3.3.2 Calcolo delle sollecitazioni

Il calcolo delle sollecitazioni è effettuato per le due combinazioni di carico: una per il carico massimo verticale (SLU) e una per le condizioni sismiche, rispettando le combinazioni di carico da normativa. Le sollecitazioni massime sono (N positivo = trazione)

	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Vmax [kN]	Mmax [kNm]
Montanti	37.2	21.8	3.2	0.162
Traversi	3.2	-3.5	34.0	10.2
Controventi	1.2	0	0	0

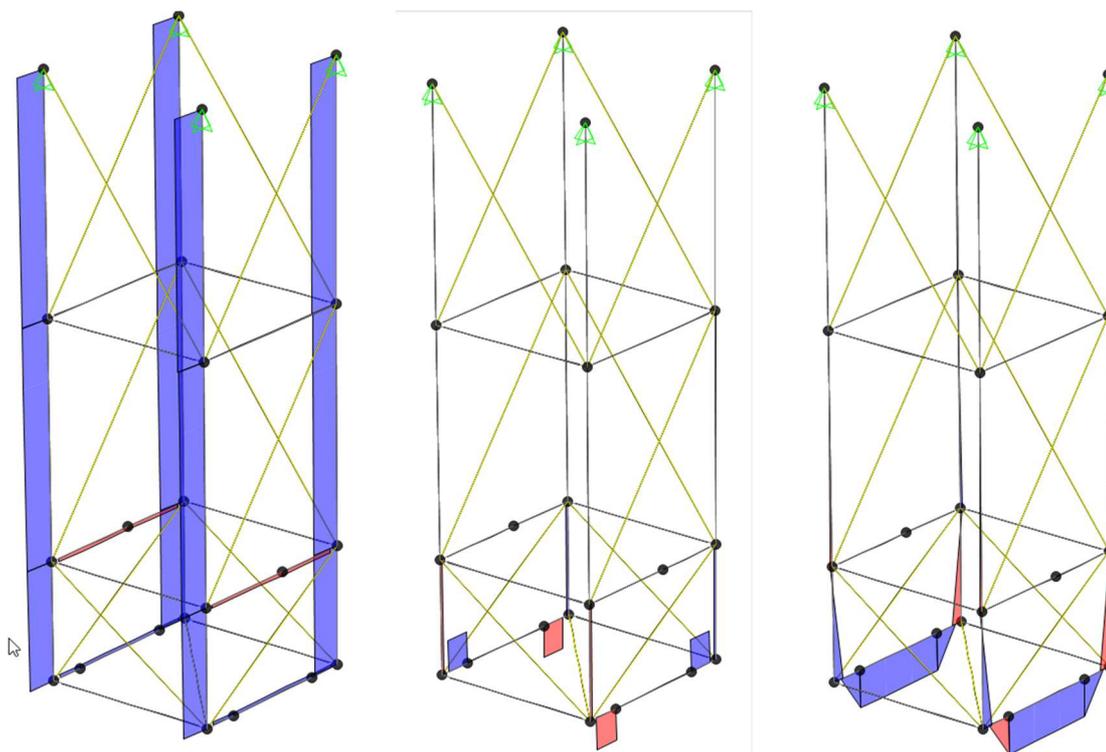
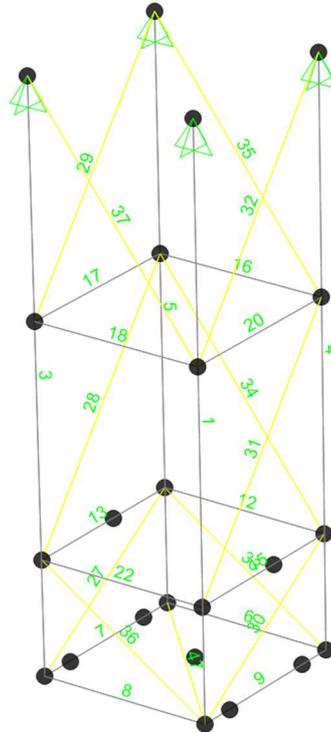


Figura 8: diagrammi SLU (a) forza assiale (b) taglio (c) flessione

3.3.3 Verifiche dei componenti strutturali



Montanti e traversi $\phi 101.6/8$

Verifica di resistenza montanti e traversi

	f _d 338.10 [N/mm ²]
--	---

D [cm]	t [cm]	eso [kg/m]
10.16	0.8	18.47
A [cm ²]	I _x [cm ⁴]	p _x [cm]
23.52	259.50	3.32
S _{ix} * [cm ³]	W _x [cm ³]	Ω [cm ²]
35.13	51.08	68.81

D/t ≤ 90ε²
ok

2352.42 2595007 51082.8

eleme	COM	N	Ty	Tx	My	Mx	Mt	Tris	Mris	σ _{d1}	σ _{d2}	σ _{d3}	σ _{ma}	σ _{mi}	σ _{me}	σ _{ma}	σ _{mi}	σ _Y	
1	EL_SLU	37.3	-0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.06	0.00	15.84	15.84	15.84	15.84	15.84	15.84	0.06	0.01	0.05	ver.
1	EL_SLU	34.4	-3.2	0.0	0.0	3.4	0.0	3.19	3.40	81.16	15.37	51.88	81.16	-51.88	14.64	2.70	0.01	0.24	ver.
7	EL_SLU	3.2	-0.1	0.0	0.0	10.2	0.0	0.05	10.22	201.52	1.36	198.80	201.52	-198.80	1.36	0.05	0.00	0.60	ver.
7	EL_SLU	3.2	0.1	0.0	0.0	10.2	0.0	0.05	10.22	201.52	1.36	198.80	201.52	-198.80	1.36	0.05	0.00	0.60	ver.
9	EL_SLU	3.2	-0.1	0.0	0.0	10.2	0.0	0.05	10.22	201.53	1.37	198.79	201.53	-198.79	1.37	0.05	0.00	0.60	ver.
9	EL_SLU	3.2	0.1	0.0	0.0	10.2	0.0	0.05	10.22	201.53	1.37	198.79	201.53	-198.79	1.37	0.05	0.00	0.60	ver.

Controventi $\phi 20$

Verifica di resistenza controventi $\Phi 20$

I controventi sono verificati esclusivamente a trazione

$$N_{Ed} = 1.2 \text{ kN} < N_{t,Rd} = 106 \text{ kN}$$

verifica soddisfatta

4 STRUTTURA PRINCIPALE

La sovrastruttura del CRU è articolata su due livelli, per un totale di tre impalcati, da quota +0.00 m alla copertura inclinata (quota massima +9.55 m). Il sistema strutturale è in carpenteria metallica con travi e pilastri a schema pendolare, che si fanno carico delle azioni gravitative, mentre la resistenza alle azioni orizzontali è demandata a controventi diagonali, disposti a V rovescia, orditi nelle due direzioni principali dell'edificio. I pilastri sono realizzati, per entrambe le elevazioni, con profili tipo HE 300 B; le travi principali, ordite prevalentemente in direzione monte-valle sono realizzate con profili tipo HE 400 A, profilo presente anche in direzione trasversale solo in corrispondenza delle campate controventate. Le travi secondarie sono costituite, invece, da profili IPE 360. Per garantire lo smaltimento delle acque meteoriche viene attribuita una pendenza del 2.4% alle travi principali di copertura rispetto alla quota di riferimento +8.50 m, relativa allo sbalzo perimetrale esterno di servizio, con impluvio in corrispondenza dell'allineamento 7 (Figura 9).

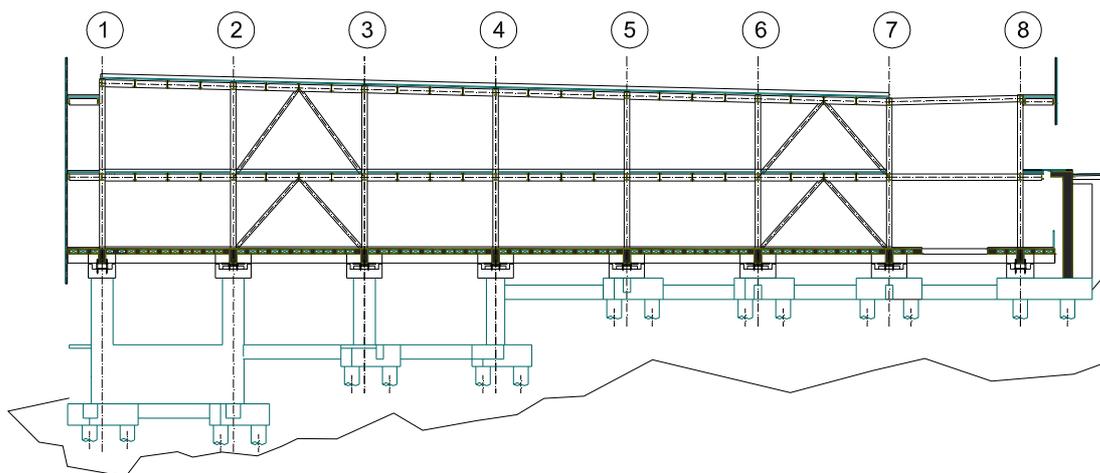


Figura 9 Sezione longitudinale tipo

Per quanto concerne i diagonali dei controventi vengono impiegati profili circolari a sezione cava $\phi 193.6/16$ mm. Nel caso di azioni orizzontali eccezionali, conseguenze sproporzionate sono limitate dalle caratteristiche di duttilità degli stessi, ottenute mediante sovra-resistenza dei collegamenti e limitazione della snellezza dei diagonali. Questo comportamento dissipativo entra in gioco solo nel caso di spostamenti orizzontali estremi per i quali è previsto un incremento di rigidità della risposta degli isolatori (ramo incrudente) o la chiusura dei giunti lato monte. La robustezza nei confronti dei carichi verticali è affidata al sistema solaio rigido-armature continue nella soletta.

I pilastri sono ancorati tramite piastre di base e tirafondi ai capitelli in c.a. che si trovano al di

sopra del sistema di isolamento sismico; i capitelli sono tra loro collegati da un graticcio di travi in c.a. di sezione 40x80 cm su cui è ordito il solaio a lastre di quota +0.00 m.

Lo sbalzo esterno, presente in tutti e tre i livelli, è realizzato con la medesima tecnologia impiegata per i rispettivi solai, ovvero lastre tralicciate a quota +0.00 m e lamiera grecata con getto collaborante di completamento alle quote +4.30 m e +8.50 m. Alle quote +4.30 m e +8.50 m lo sbalzo esterno è sostenuto da profili IPE 360 aggettanti dai pilastri. Su di essi si collegano le UPN 280 (una al bordo libero dello sbalzo a quota +4.30 m e due opposte a quota +8.50 m) che permettono sia l'appoggio dei profili IPE 180, sia il collegamento della struttura a sostegno della lamiera forata esterna corrente su tutto il perimetro esterno.

A completamento della descrizione della sovrastruttura si riportano, nelle immagini a seguire, le carpenterie degli impalcati di quota +0.00 m, +4.30 m e di copertura (comprensiva dello sbalzo esterno di quota +8.50 m).

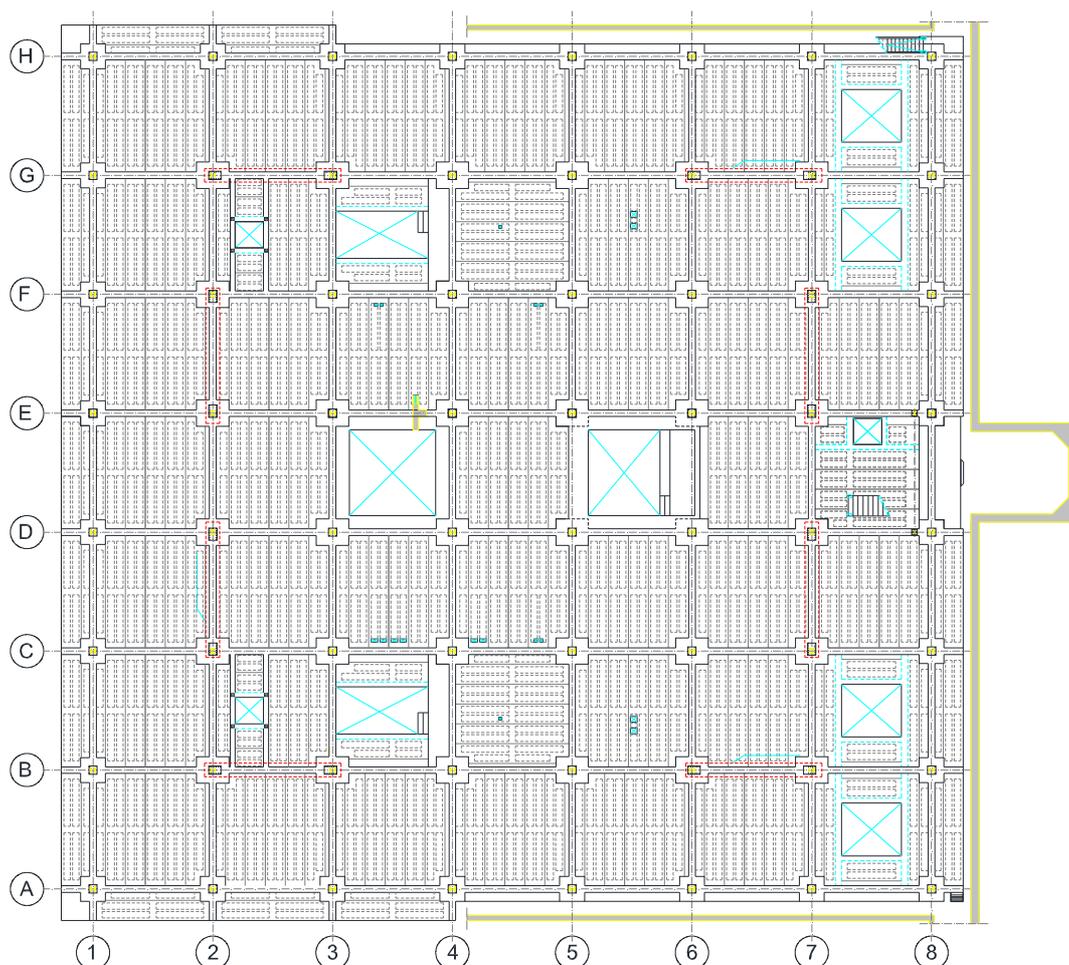


Figura 10 Carpenteria quota +0.00 m (in rosso le specchiature di telaio controventate)

Dalla carpenteria del secondo impalcato (Figura 11) si evince la presenza di giunti sismici

(standard e ad alte prestazioni), che consentono di evitare il martellamento tra il fabbricato e il muro di sostegno a monte.

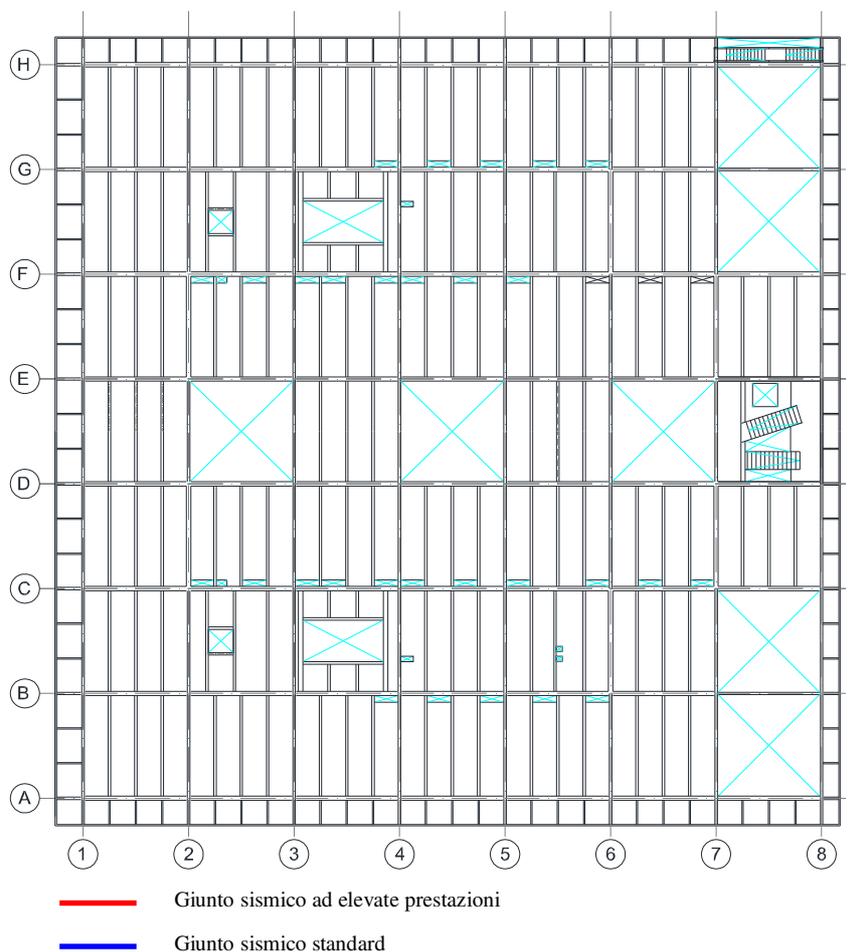


Figura 11 Carpenteria quota +4.30 m

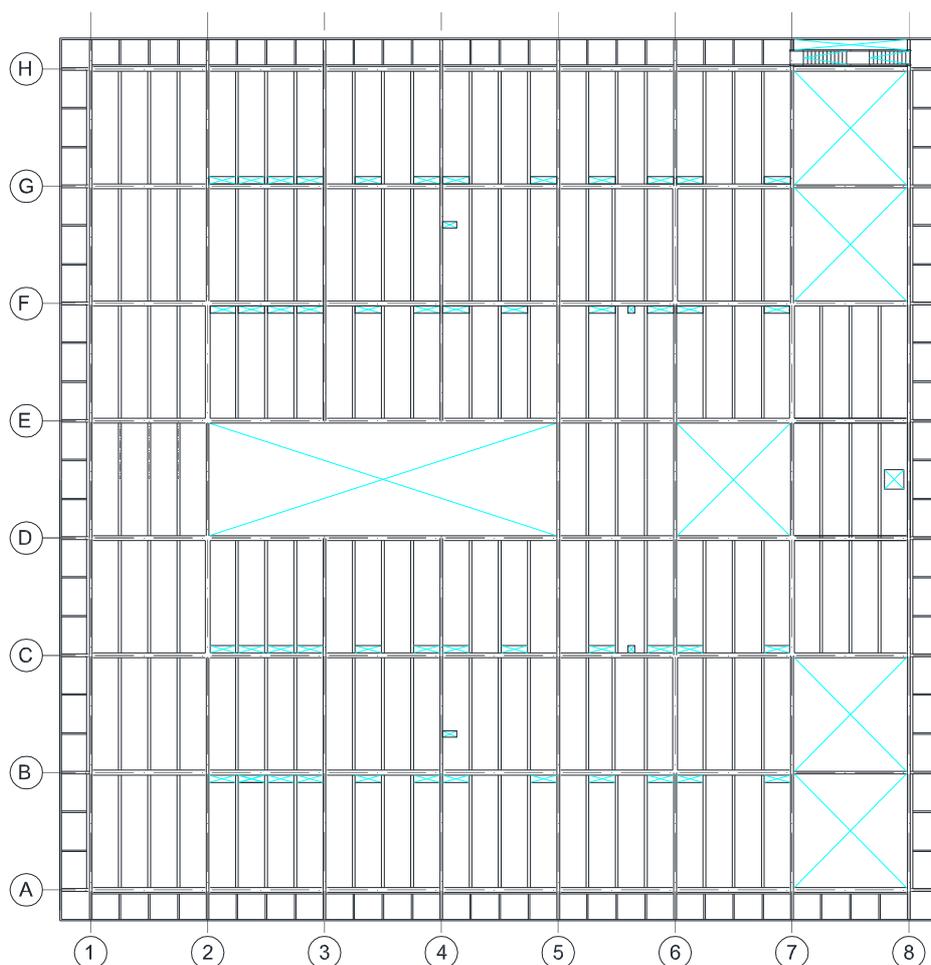


Figura 12 Carpenteria copertura e coronamento quota +8.50 m

4.1 Sistema di isolamento

Il sistema di isolamento è di tipo ibrido, costituito da n. 28 isolatori elastomerici posizionati sugli elementi strutturali perimetrali e da n. 36 appoggi scorrevoli sugli elementi interni, per un totale di 64 dispositivi. Gli isolatori di tipo elastomerico sono in gomma ad alto smorzamento con rigidezza a taglio pari a 0.4 MPa e smorzamento $\xi = 10\%$ alla deformazione di taglio pari al 100%. Gli appoggi scorrevoli sono invece del tipo a superficie di scorrimento piana con coefficiente di attrito minore dell'1%. Il predimensionamento è stato inizialmente effettuato considerando il sistema ad un grado di libertà equivalente, dove la sovrastruttura è condensata in una sola massa mentre per l'isolamento si definiscono con un processo iterativo le caratteristiche di rigidità e smorzamento equivalente, tenendo in conto i contributi di entrambe le tipologie di dispositivi. È stato fissato un periodo obiettivo di 3.5 s, in grado di garantire una forte riduzione delle azioni e delle accelerazioni subite dalla sovrastruttura in caso di evento sismico. Le caratteristiche definitive dei dispositivi sono state assegnate sulla base un'analisi dinamica lineare con spettro

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 29 di 122

equivalente. Il sistema di isolamento progettato è composto dalle seguenti tipologie di dispositivi:

- Isolatore elastomerico diametro 600 mm, altezza totale di gomma 182 mm, rigidezza orizzontale 0.62 kN/mm, spostamento massimo 350 mm, carico verticale in condizioni statiche (SLU) 2100 kN, carico verticale in condizioni sismiche 1100 kN.

- Appoggio scorrevole, spostamento massimo 400 mm, coefficiente di attrito 1%, carico verticale in condizioni statiche (SLU) 2400 kN, carico verticale in condizioni sismiche 1100 kN, carico verticale (quasi permanente) 1100 kN. Le sollecitazioni di calcolo sono state successivamente determinate in base ai risultati dell'analisi dinamica della sovra-struttura, per i diversi Stati Limite sismici di interesse.

Lo schema in pianta dei dispositivi di isolamento è riportato in figura.

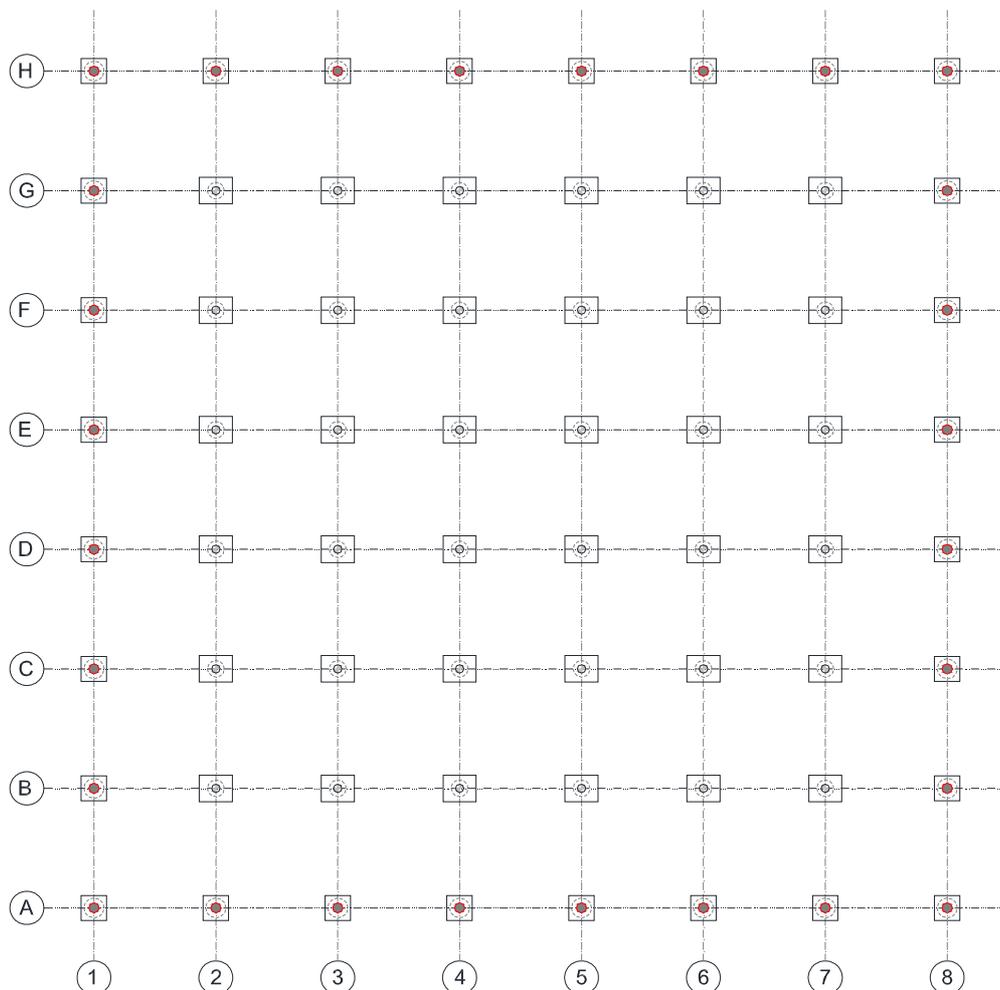


Figura 13 Carpenteria del sistema di isolamento

4.2 Carichi di progetto

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 30 di 122

4.2.1 *Pesi propri strutturali – valori caratteristici G_1*

Elementi strutturali in c.a.

Pali, pareti contro-terra, travi e pilastri (kN/m³) = 25.0

Elementi strutturali in carpenteria metallica

Travi principali e secondarie, pilastri, piastre irrigidite (kN/m³) = 78.5

4.2.2 *Carichi permanenti – valori caratteristici G_{1k} G_{2k}*

Solaio in latero-cemento sopra il sistema di isolamento quota +0.00 m (H=5+20+5 – lastre tralicciate)

Peso proprio solaio (kN/m²) = 4.33

Totale G_{1k} (kN/m²) = 4.33

Massetto in cls alleggerito (16 kN/m³) (kN/m²) = 1.92

Divisori interni in cartongesso (kN/m²) = 0.80

Pavimentazione (kN/m²) = 1.00

Controsoffitto, isolante, impianto appeso (kN/m²) = 0.60

Totale G_{2k} (kN/m²) = 4.32

Solaio in lamiera grecata collaborante quota +4.30 m (H=75+55 spessore 1 mm)

Peso proprio solaio (kN/m²) = 2.01

Totale G_{1k} (kN/m²) = 2.01

Massetto in cls alleggerito (16 kN/m³) (kN/m²) = 1.92

Divisori interni in cartongesso (kN/m²) = 0.80

Pavimentazione (kN/m²) = 1.00

Controsoffitto, isolante, impianto appeso (kN/m²) = 0.60

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 31 di 122

Totale G_{2k} (kN/m²) = 4.32

Solaio in lamiera grecata collaborante copertura (H=75+55 spessore 1 mm)

Peso proprio solaio (kN/m²) = 2.01

Totale G_{1k} (kN/m²) = 2.01

Sovraccarico dovuto ad impianti, guaine, massetti pendenze (kN/m²) = 2.72

Fotovoltaico (kN/m²) = 1.00

Controsoffitto, isolante, impianto appeso (kN/m²) = 0.60

Totale G_{2k} (kN/m²) = 4.32

Solaio in lamiera grecata collaborante coronamento sbalzo quota +8.50 m (H=75+55 spessore 1 mm)

Peso proprio solaio (kN/m²) = 2.01

Totale G_{1k} (kN/m²) = 2.01

Sovraccarico dovuto ad impianti, guaine, massetti pendenze (kN/m²) = 2.72

Totale G_{2k} (kN/m²) = 2.72

Pareti perimetrali verticali stratificate

Vetro stratificato, montanti e traversi, lamiera forata (kN/m²) = 1.80

Totale G_{2k} (kN/m²) = 1.80

(kN/ml) = 7.70

Parapetti interpiano scala e sbalzi non protetti da lamiera forata

Parapetto (kN/ml) = 0.30

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 32 di 122

Totale G_{2k} (kN/ml) = 0.30

Parapetti rampe scala e zone protette da lamiera forata

Parapetto (kN/ml) = 0.10

Totale G_{2k} (kN/ml) = 0.10

Scale in calcestruzzo armato che collegano quota -5.35 m a quota +0.00 m

Peso proprio soletta rampante (spessore di calcolo 15 cm) (kN/m²) = 3.75

Eventuale sovrappessore di cantiere (kN/m²) = 0.25

Totale G_{1k} (kN/m²) = 4.00

Gradini in cemento armato (0.30x0.17/2x25) (kN/m²) = 2.125

Finitura prevista in lastre di marmo

incluso massetto di regolarizzazione e colla (kN/m²) = 1.875

Totale G_{2k} (kN/m²) = 4.00

Scale in carpenteria metallica

Peso proprio lamiera s=6 mm, cosciali 18x240 mm (kN/m²) = 2.08

Totale G_{1k} (kN/m²) = 2.08

Gradini (kN/m²) = 1.00

Totale G_{2k} (kN/m²) = 1.00

4.2.3 Azioni variabili

Sovraccarichi di esercizio (Q_{sk})

Cat. C1 Scuole (kN/m²) = 3.00

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 33 di 122

Scale Cat. C1 Scuole (kN/m²) = 4.00

Neve (Q_{nk})

Zona = II

Altitudine (m) = 650

Valore caratteristico q_{sk} (kN/m²) = 2.40

Coefficiente di esposizione C_e = 1.00

Coefficiente termico C_t = 1.00

Coefficiente di forma μ₁ (α max=30°) = 0.80

Carico neve per coperture piane (kN/m²) = 1.92

Vento (Q_{vk})

Zona = 3

Altitudine (m) = 650

Velocità di riferimento v_b (m/s) = 27

Pressione cinetica di riferimento (kN/m²) = 0.563

classe di rugosità del terreno = D

categoria di esposizione = III

Coefficiente di esposizione C_e (z_{min}=5) = 1.71

C_e (z_{max}=19.5) = 2.59

Coefficiente topografico C_t = 1.00

Coefficiente dinamico C_d = 1.00

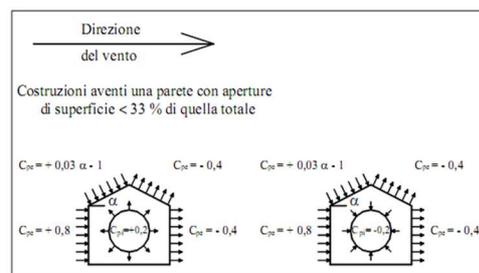
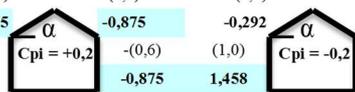
Coefficiente d'attrito = 0.04

►►► **EDIFICIA PIANTA RETTANGOLARE CON COPERTURE PIANE, A FALDE, INCLINATE, CURVE**

► **Strutture stagne**

- costruzioni che hanno (o possono anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale: C_{pi} = ± 0,2

C _{pe} =	-(0,6)	-(0,6)	-(0,2)	-(0,2)
p [kN/m ²] =	-0,875	-0,875	-0,292	-0,292
C _{pe} =	(0,6)	-(0,6)	(1,0)	-(0,2)
p [kN/m ²] =	0,875	-0,875	1,458	-0,292



D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria <i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	RELAZIONE DI CALCOLO
		Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 34 di 122

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 35 di 122

5 ANALISI STRUTTURALE

Per le analisi sismiche, secondo quanto riportato nelle NTC al §7.10.5.2, la sovrastruttura e la sottostruttura sono state modellate come sistemi a comportamento elastico lineare aventi rigidità corrispondente al comportamento strutturale non dissipativo mentre il sistema di isolamento come avente comportamento visco-elastico lineare, essendo soddisfatte le condizioni riportate in NTC (rigidità equivalente del sistema d'isolamento almeno pari al 50% della rigidità secante per cicli con spostamento pari al 20% dello spostamento di riferimento; smorzamento lineare equivalente del sistema di isolamento inferiore al 30%; caratteristiche forza-spostamento del sistema d'isolamento sostanzialmente indipendenti dalla velocità e dal carico verticale, l'incremento di forza nel sistema d'isolamento per spostamenti tra 0,5 dc e ddc maggiore del 2,5% del peso totale della sovrastruttura). La deformabilità verticale è stata messa in conto, nonostante il rapporto tra rigidità verticale e rigidità verticale del singolo isolatore in gomma sia maggiore di 800. Questo è stato fatto per verificare l'effetto della differente rigidità verticale delle diverse tipologie di dispositivi utilizzati. Non è stata ritenuta rilevante ai fini della risposta sismica l'interazione terreno-struttura.

Essendo possibile modellare elasticamente il comportamento del sistema di isolamento, si è potuto utilizzare l'analisi lineare dinamica, secondo §7.10.5.3 delle NTC. Il modello, comprendente anche la sottostruttura come richiesto, è stato analizzato mediante analisi modale con spettro di risposta. Non è stata presa in conto la componente verticale. Lo spettro elastico ai diversi stati limite è stato quindi abbattuto per tutti i periodi $T \geq 0.8T_{is}$ dello smorzamento equivalente del sistema di isolamento. Si riportano di seguito gli spettri abbattuti.

Solo per le verifiche di resistenza allo SLV si considera, secondo quanto riportato nelle NTC al §7.10.6.2.1, $q=1.5$.

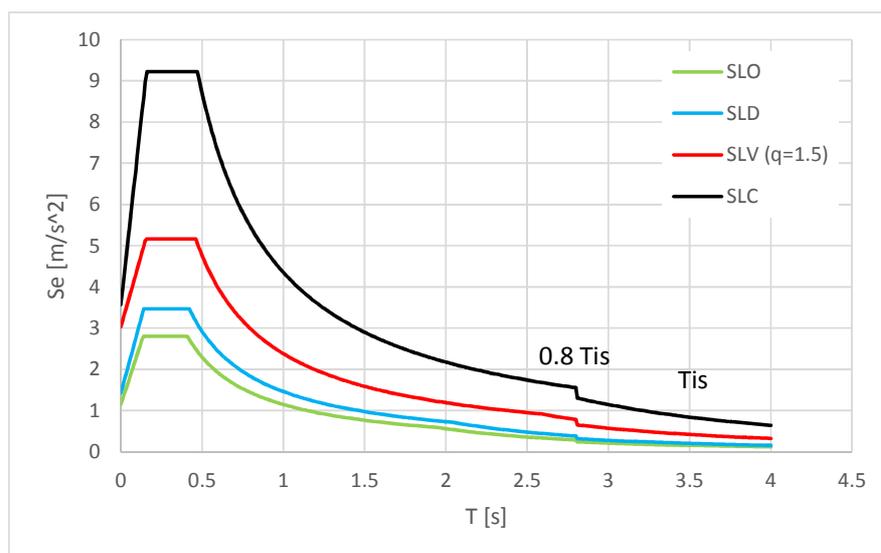


Figura 14: spettri in accelerazione per i diversi stati limite utilizzati nelle verifiche

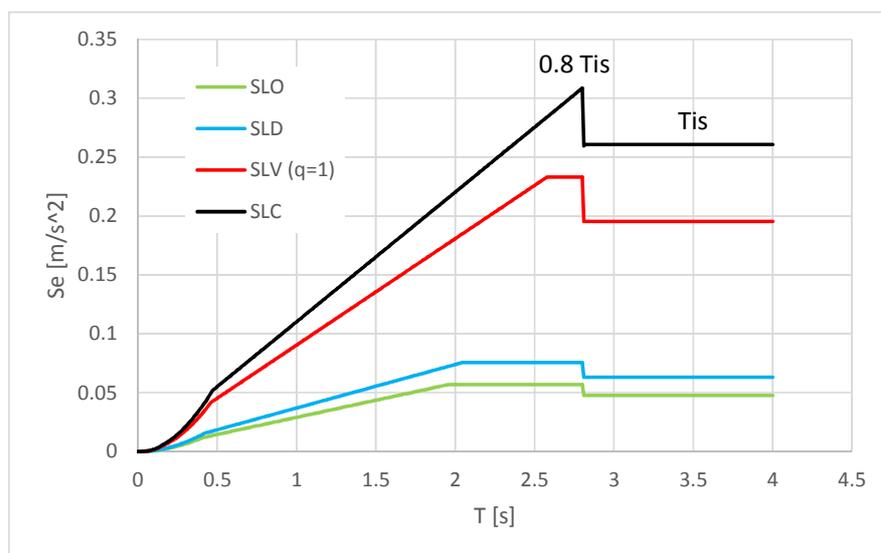


Figura 15: spettri in spostamento per i diversi stati limite utilizzati nelle verifiche

Per quanto riguarda le imperfezioni e effetti del II ordine, il moltiplicatore critico relativo ai modi di instabilità globale risulta molto maggiore del valore limite 10 a causa del sovradimensionamento dei controventi, basato su una richiesta di rigidità adeguata al sistema di isolamento. La struttura non è pertanto sensibile agli effetti del secondo ordine per modi globali e il calcolo delle sollecitazioni può essere sviluppato adottando un modello lineare. Il sovradimensionamento dei diagonali rende trascurabile anche l'effetto delle imperfezioni globali nelle verifiche di resistenza. Gli effetti delle imperfezioni locali sull'equilibrio della configurazione deformata sono tenuti automaticamente in conto dal metodo di verifica delle membrature (metodo χ).

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 37 di 122

5.1 Modello di calcolo

Per il progetto della sovrastruttura è stato elaborato un modello di calcolo tridimensionale agli elementi finiti, ottenuto discretizzando la struttura in elementi “frame” con comportamento elastico lineare. Le travi in carpenteria metallica presentano cerniere alle estremità, i pilastri sono collegati direttamente agli isolatori, posti sul perimetro e alle slitte poste in posizione centrale. I singoli dispositivi sono stati modellati mediante elementi di collegamento “link” con caratteristiche visco-elastiche lineari, coerenti con gli spostamenti osservati sulla struttura completa.

Gli isolatori e le slitte della parte a monte dell’edificio (all. 6-7-8) sono direttamente collegati a terra tramite un vincolo di incastro, mentre i dispositivi lato valle, sono collegati ai pilastri in c.a. ($\phi 120$ cm), a loro volta incastrati al piede. Per simulare la presenza di impalcati infintamente rigidi, sono state introdotti dei constraint di piano tipo diaphragm alle quote +0.00 m, +4.30 m e in copertura.

Nel modello sono state inserite in maniera semplificata anche le colonne in c.a. ($\phi 120$ cm) ed alcune travi della sottostruttura, le cui sollecitazioni e verifiche sono compiutamente riportate nella relazione dedicata. Le colonne sopracitate sono state inserite con un vincolo di incastro al piede.

Per tutti e tre gli impalcati i carichi sono stati assegnati alle travi tramite l’utilizzo di elementi shell privi di massa e rigidità (shell tipo none). A quota +0.00 m l’ottanta per cento del carico del solaio è stato assegnato alle travi in c.a. ortogonali alla direzione di orditura dello stesso, mentre il restante venti per cento alle travi parallele, così da tener conto della capacità di ripartizione tanto della soletta superiore da 5 cm, quanto dei cordoli rompitratta inseriti in tutte le campate di luce maggiori di 4 m.

Per tener conto della rigidità delle zone nodali tra le travi 40x80 cm in c.a. del primo impalcato (quota +0.00 m) alle estremità delle stesse sono stati inseriti dei tratti rigidi di lunghezza 15 cm, trascurando la presenza dei capitelli. Per gli impalcati in lamiera grecata e getto di completamento i collegamenti a cerniera tra travi e pilastri e tra travi principali e travi secondarie sono stati modellati inserendo dei rilasci a flessione alle estremità delle travi in corrispondenza del baricentro della bullonatura. I tratti di trave saldati ai pilastri a bilanciamento delle travi IPE 360 esterno a sostegno dello sbalzo perimetrale, sono state modellate tenendo conto della reale lunghezza, spostando conseguentemente i rilasci flessionali delle travi con collegamento a cerniera.

Figura 16 e Figura 17 riportano le viste unifilare ed estrusa del modello di calcolo elaborato.

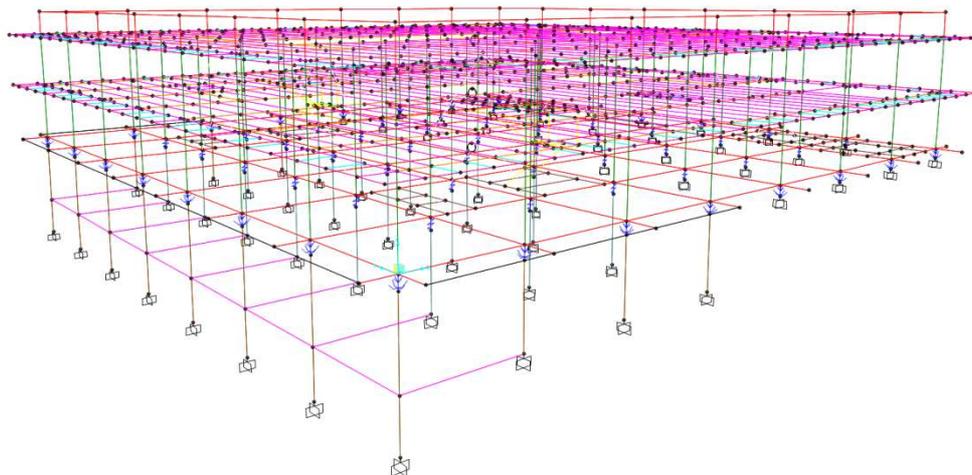


Figura 16 Vista unifilare del modello di calcolo della sovrastruttura

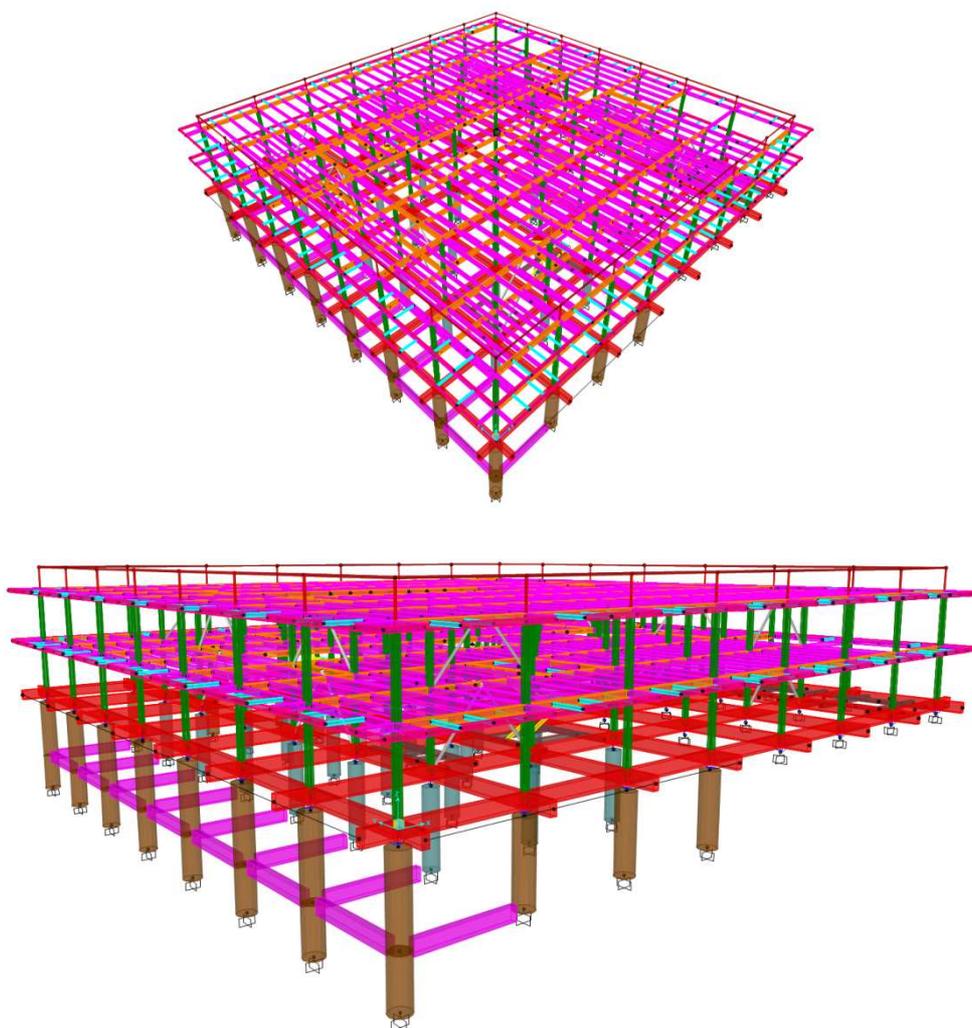


Figura 17 Vista estrusa del modello di calcolo della sovrastruttura

Si riportano nel seguito le viste relative ai tre impalcati di piano in cui è riportata la numerazione

degli elementi frame; al fine di rendere più comprensibile la lettura, il colore di ciascun elemento è rappresentativo della geometria della sezione trasversale. In dettaglio, per la carpenteria di quota +0.00 m le travi di sezione 40x80 cm sono di colore rosso, le travi ad L a sostegno delle scale di valle sono blu, la trave di contrasto da 250x50 cm è grigia, la trave ad L di arrivo dello scalone è gialle e la trave in spessore da 120x30 cm è verde. Per quanto concerne gli impalcati di quota +4.30 m e di copertura, travi HE 400 A sono in arancione, le travi IPE 360 in magenta, le IPE 180 in ciano e le UPN 280 in rosso. Infine si riportano le viste assonometriche della prima e della seconda elevazione da cui è possibile individuare la numerazione dei frame di pilastri (HE 300 B, di colore verde) e dei diagonali di controvento ($\phi 193/16$ colore blu).

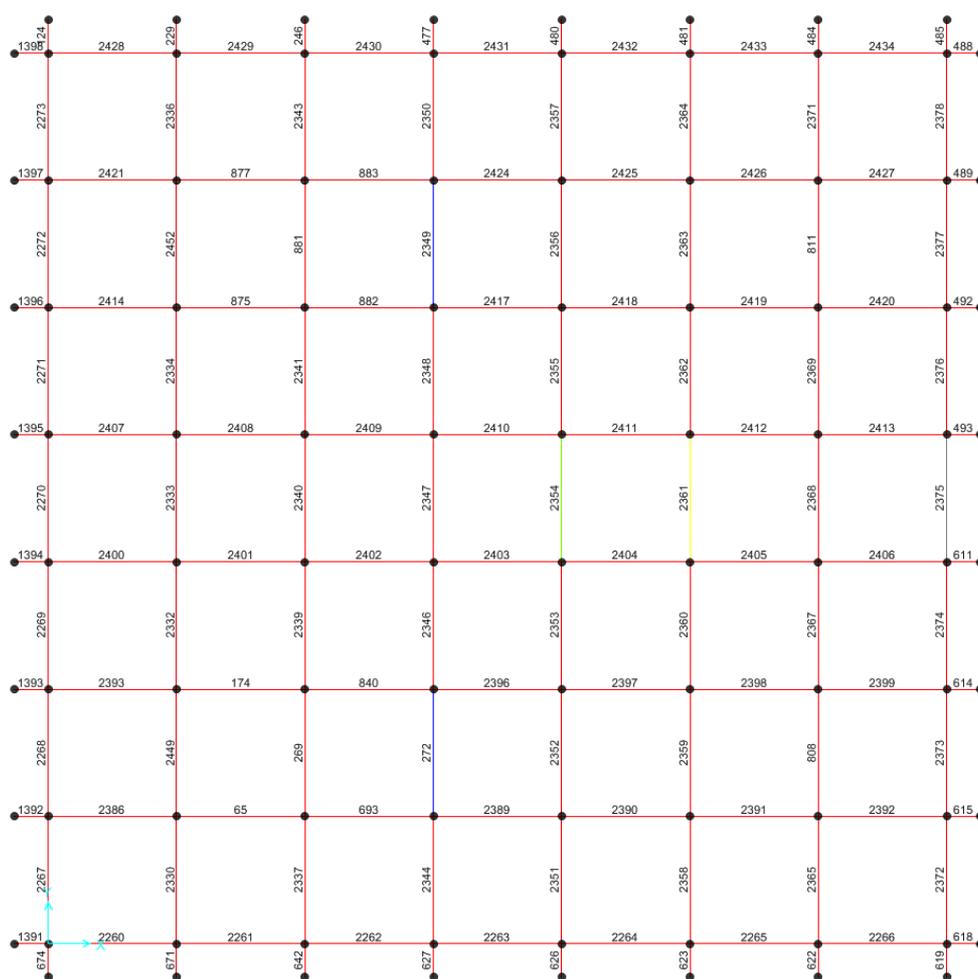


Figura 18 Numerazione dei frame di quota +0.00 m (travi in c.a.)

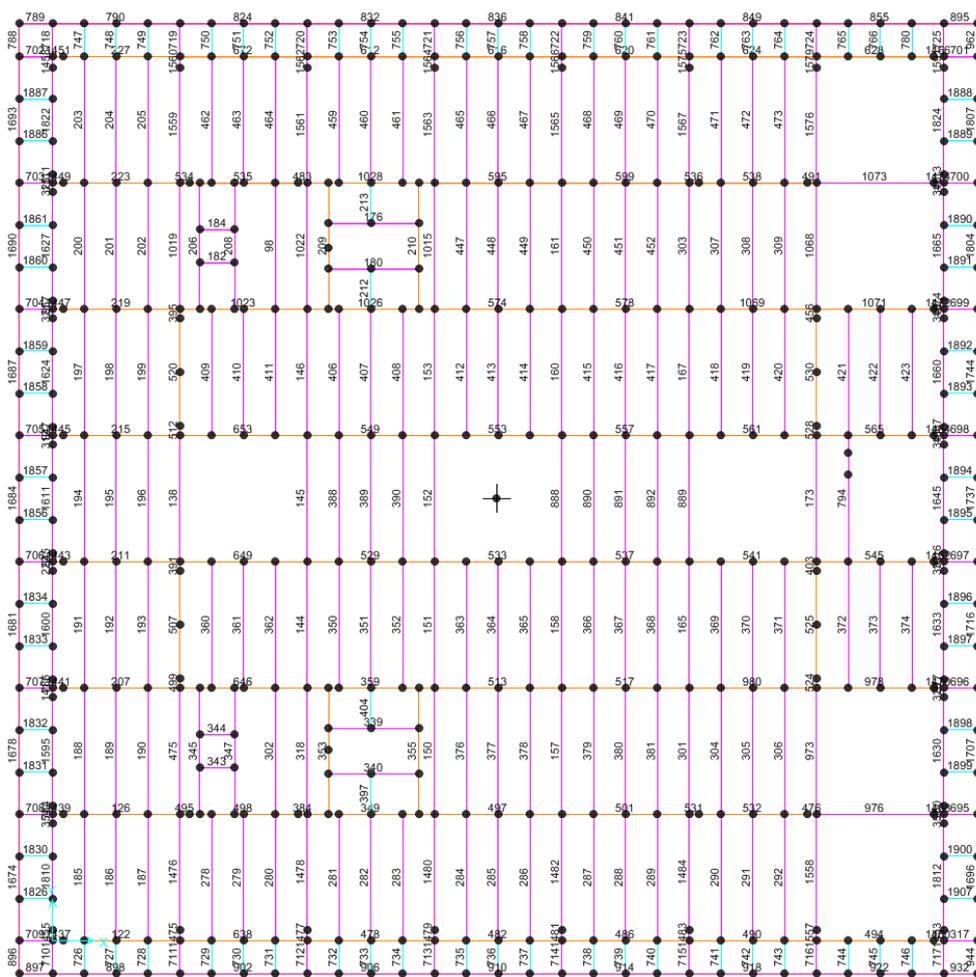


Figura 19 Numerazione dei frame di quota +4.30 m (travi in carpenteria metallica)

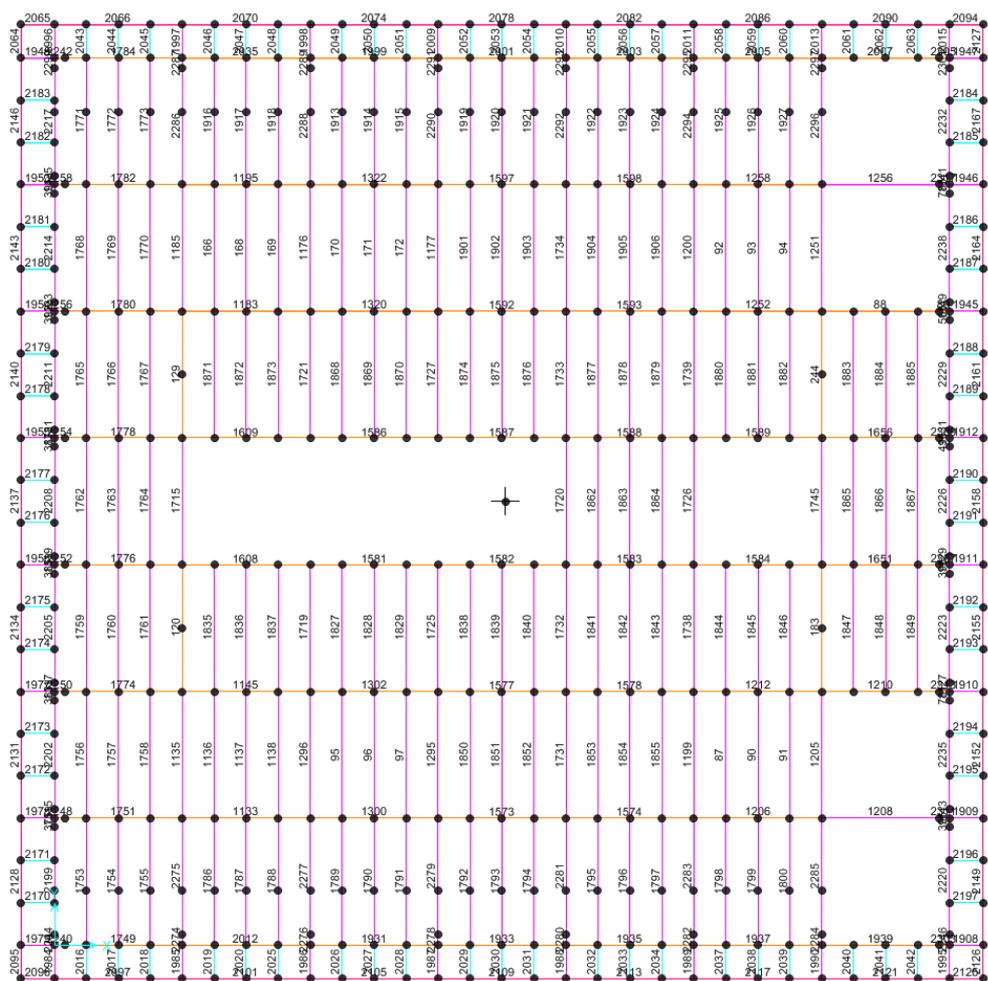


Figura 20 Numerazione dei frame di copertura e di quota +8.50 m (travi in carpenteria metallica)

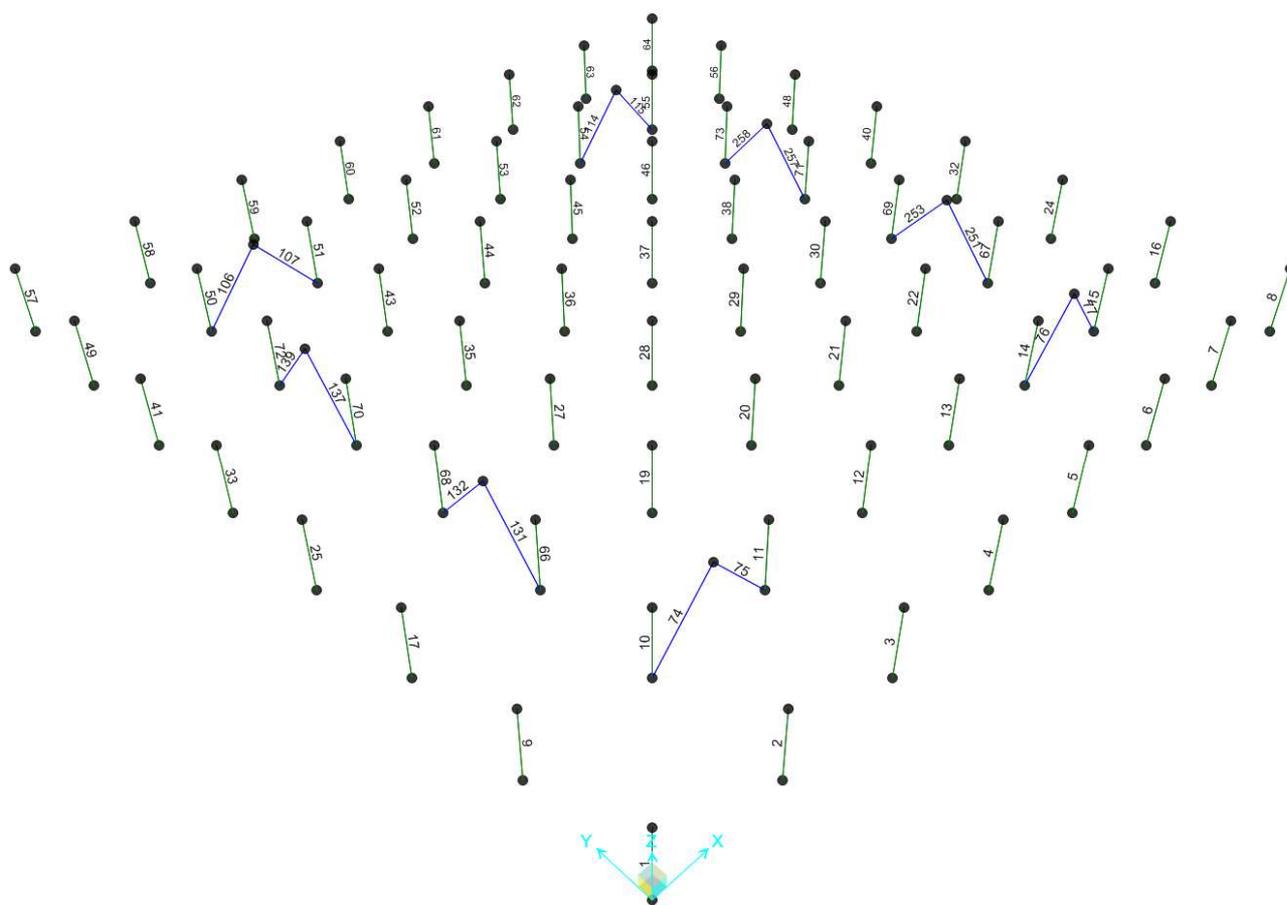
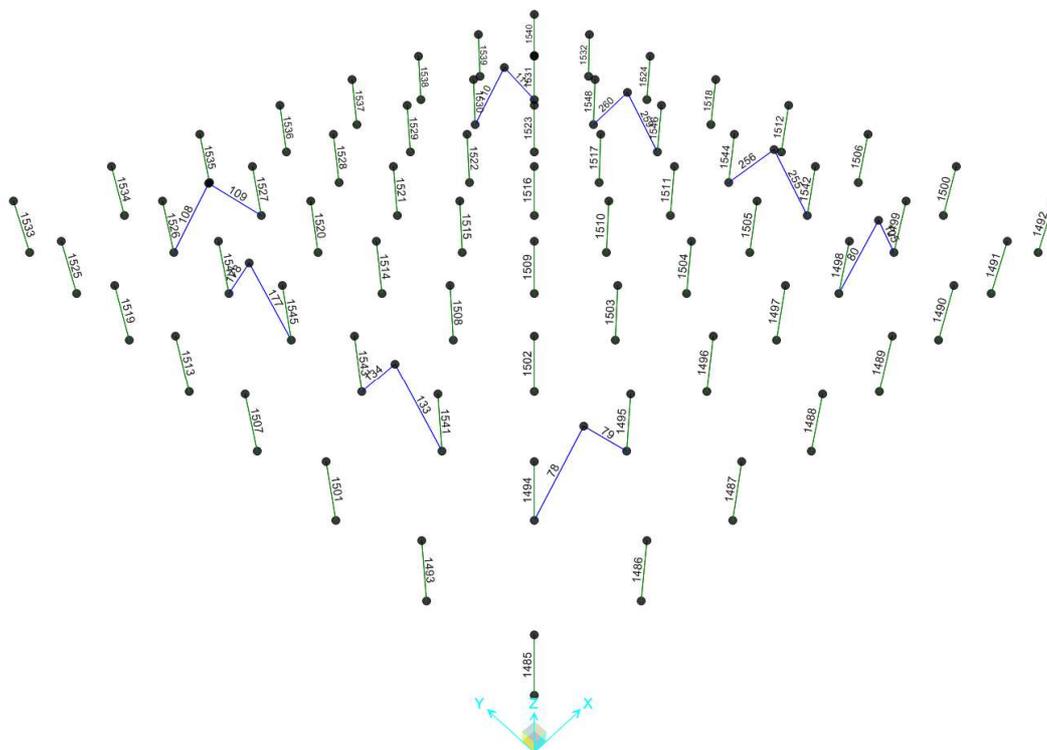


Figura 21 Numerazione dei frame di pilastri e controventi della prima elevazione (carpenteria metallica)



D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 43 di 122

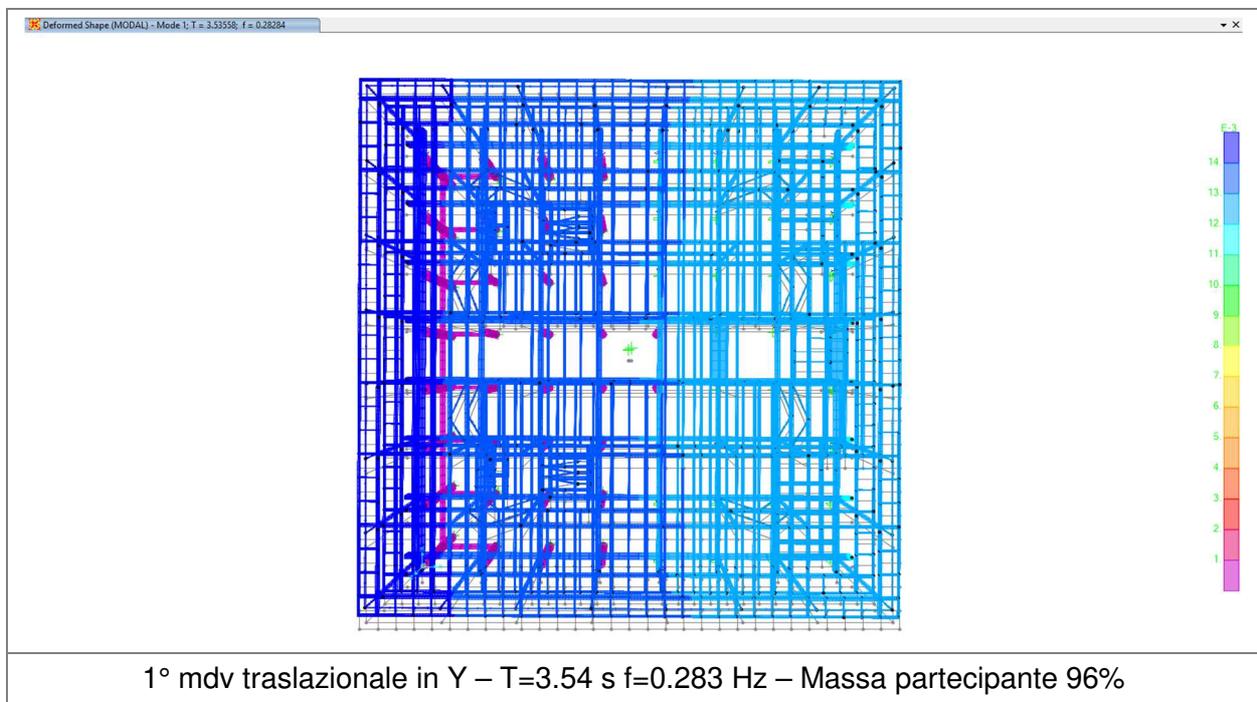
Figura 22 Numerazione dei frame di pilastri e controventi della seconda elevazione (carpenteria metallica)

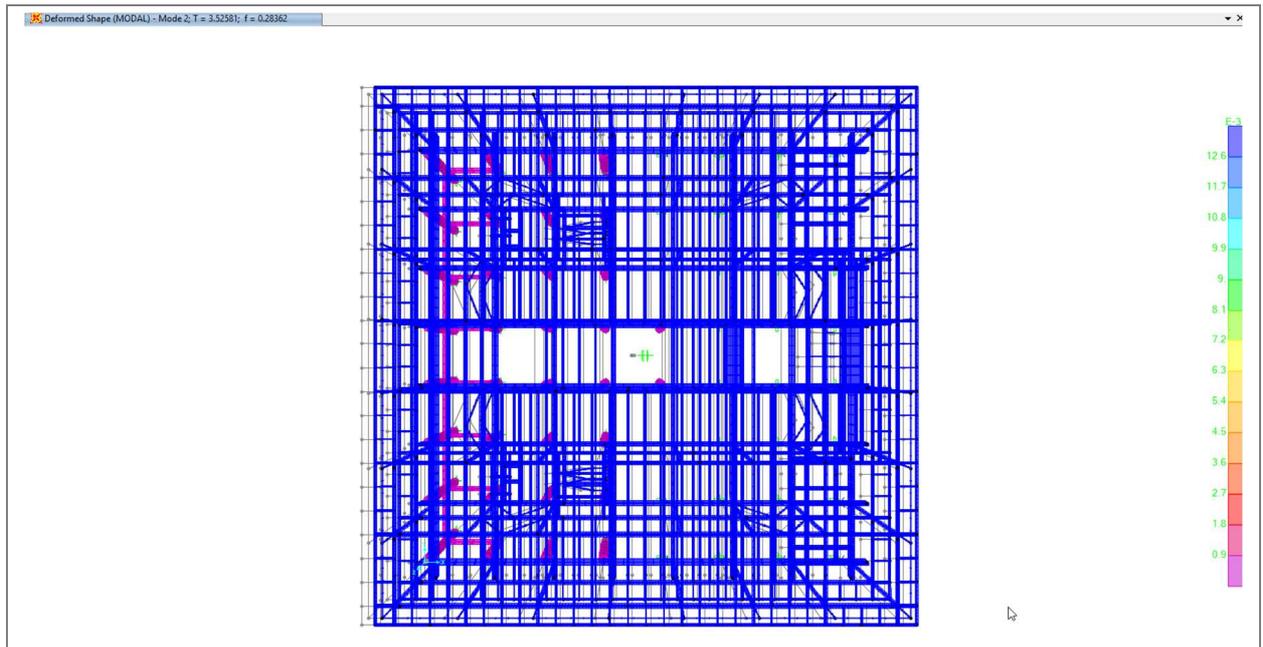
5.2 Analisi modale

Per il calcolo delle sollecitazioni in condizioni sismiche sono state condotte analisi dinamiche lineari con spettro di risposta con fattore di struttura $q=1.5$, in accordo con il capitolo 7.10.6.2.1 delle NTC 2018 per edifici isolati. Per le condizioni non sismiche si è fatto ricorso ad analisi statiche lineari.

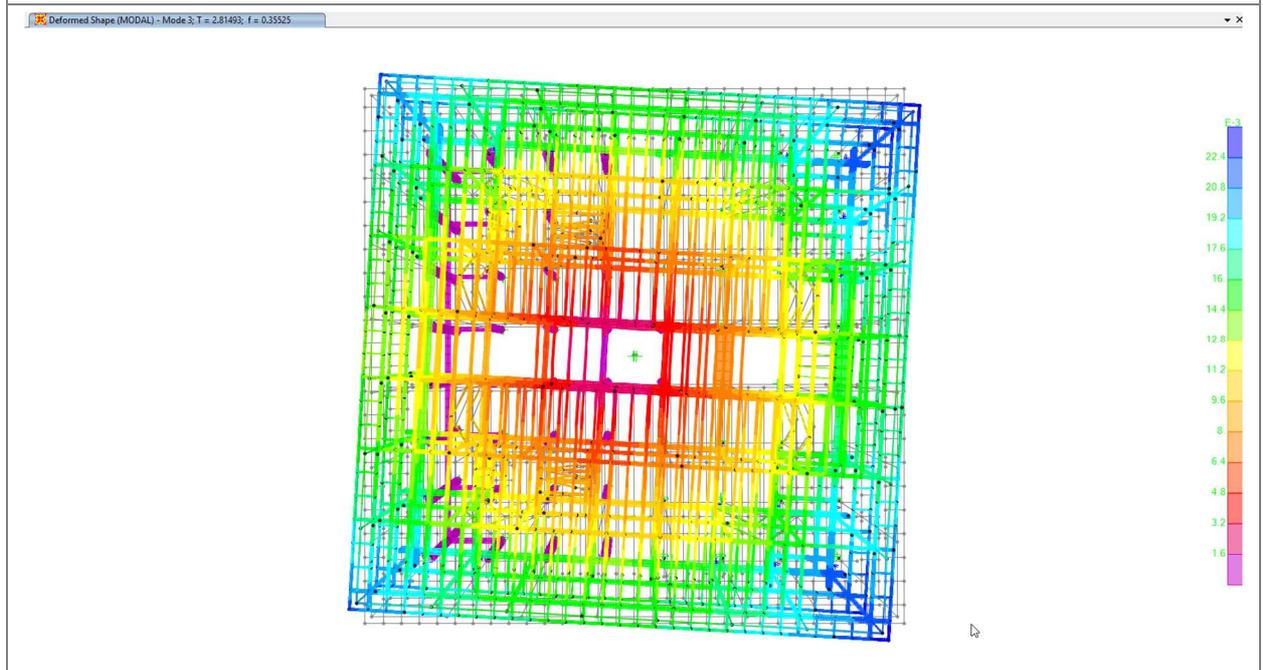
Si riportano in Tabella 1 le caratteristiche modali relative ai tre modi principali di vibrare dell'edificio, in termini di periodo, frequenza, massa partecipante e deformata modale.

Tabella 1 Analisi modale





2° mdv traslazionale in X – T=3.53 s f=0.284 Hz – Massa partecipante 96%



3° mdv torsionale – T=2.81 s f=0.355 Hz – Massa partecipante 95%

5.3 Analisi dinamica con spettro di risposta

Figura 23 riporta, a titolo di esempio, le azioni assiali sugli elementi dell'allineamento 7 per le sole azioni sismiche allo SLV con $q = 1.5$.

Axial Force Diagram (EUV-X_TP)

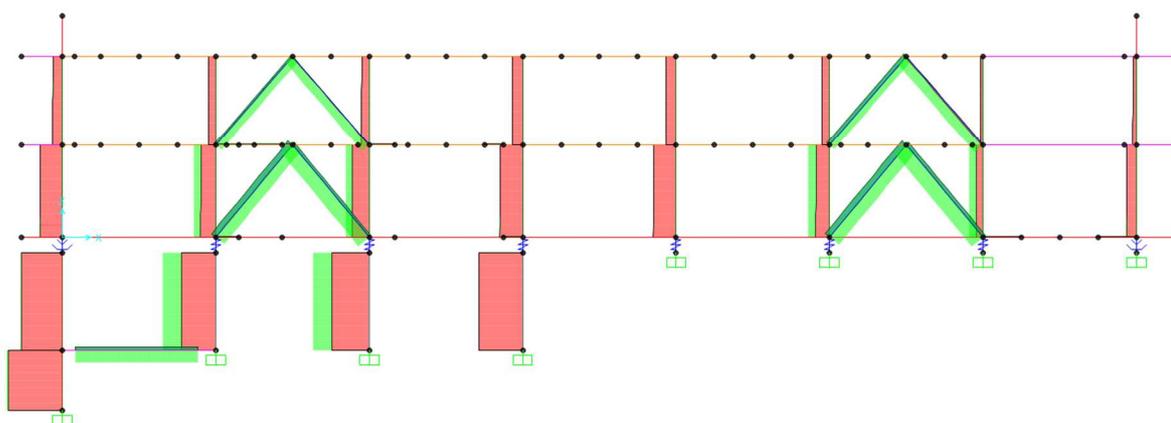


Figura 23 Azioni assiali per la combinazione sismica allo SLV con $q = 1.5$ dell'allineamento 7

In Tabella 2 sono riassunti i tagli di base e gli spostamenti del piano di isolamento per i diversi stati limite. Si fa notare che i risultati sono relativi agli spettri di risposta elastici abbattuti dello smorzamento dell'isolamento per i soli primi tre modi di vibrare, ad eccezione dello stato limite di salvaguardia della vita che tiene conto anche del fattore di struttura $q = 1.5$, utilizzabile secondo normativa per la progettazione degli elementi della sovrastruttura.

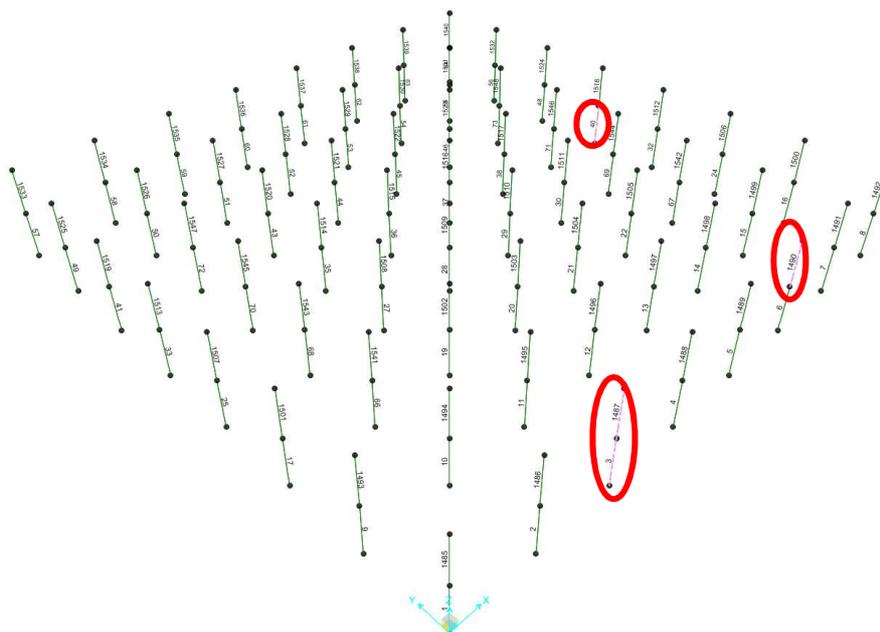
Tabella 2: tagli di base e spostamenti del punto di controllo del piano di isolamento per i diversi stati limite

	Vx	Vy	dx	dy	Rz
	kN	kN	mm	mm	deg
SLO_X	861	257	47	14	0.012
SLO_Y	258	855	14	47	0.019
SLD_X	1143	340	62	19	0.021
SLD_Y	343	1135	19	62	0.030
SLV_X(q=1.5)	2355	701	128	39	0.057
SLV_Y(q=1.5)	706	2338	39	128	0.075
SLC_X	4713	1404	256	77	0.081
SLC_Y	1414	4681	77	256	0.115

5.4 Verifiche

5.4.1 Verifiche pilastri

Nel seguito si riportano le verifiche di resistenza e stabilità dei pilastri HE 300 B della prima e seconda elevazione e dei pilastri HE 300 A, a sostegno della scala di monte, facendo riferimento agli elementi maggiormente sollecitati e quindi più rappresentativi evidenziati nella figura che segue. Le verifiche sono condotte allo SLU, sia sismico, che non.



Le verifiche sono riportate in forma tabellare, da cui è possibile evincere il numero identificativo del frame, la combinazione di carico che induce le maggiori sollecitazioni e il rapporto di utilizzo della sezione (numero compreso tra zero ed uno).

Per la valutazione della capacità resistente della sezione è stato utilizzato il metodo elastico, assumendo un comportamento elastico lineare del materiale, sino al raggiungimento della condizione di snervamento. Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al criterio di resistenza indicato al punto 4.2.4.1.2 del D.M. 2018. la resistenza di progetto (per spessori <math>< 40\text{ mm}</math>) è pari a $f_d = f_{yk} / \gamma_{m0} = 355 / 1.05 = 338\text{ N/mm}^2$.

I pilastri sono soggetti a pressoflessione deviata a causa dell'eccentricità delle cerniere di collegamento tra le travi e i pilastri medesimi, rispetto al loro asse. La verifica a stabilità in presenza di pressoflessione deviata è stata condotta secondo il metodo A, richiamato dalla Circolare n.617 (punto C4.2.4.1.3.3.1), che prevede la seguente formula di interazione.

($L_{tot}=1041$ mm),. Per questo collegamento è previsto un comportamento a cerniera ed è stato dimensionato in base alle forze fornite dal modello strutturale

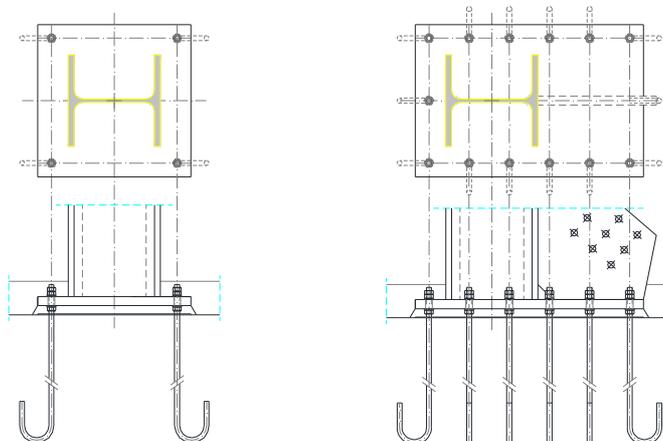


Figura 24 Collegamento di base di un pilastro tipo (sx) e di un pilastro adiacente al controvento (dx)

Il giunto di base dei pilastri correnti è stato dimensionato e verificato per far fronte ad una sollecitazione di pressoflessione deviata, assumendo che la resistenza a compressione della malta sia almeno pari a quella del cls (classe C28/35) e trascurando l'effetto di diffusione delle tensioni. La dimensione del T-stub è ottenuta in accordo all'EC3. Nel seguito si riportano le verifiche di capacità portante del giunto di base soggetto a sola compressione e nei casi di pressoflessione deviata relativi a massimo momento flettente e minima compressione.

Massima compressione ($N_{Ed}=1400$ kN) – Verifica della piastra

Valutazione area efficace piastra

Larghezza zona di contatto
(dimensione degli sbalzi dell'ala,
rispetto all'anima del T-Stub)

c 106,1 [mm]

$$c = t \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}}$$

T-Stub 1

lunghezza efficace T-Stub 1 $l_{eff,1}$ 512,3 [mm]

larghezza efficace T-Stub 1 $b_{eff,1}$ 231,3 [mm]

T-Stub 2

lunghezza efficace T-Stub 2 $l_{eff,2}$ 223,3 [mm]

larghezza efficace T-Stub 2 $b_{eff,2}$ 49,7 [mm]

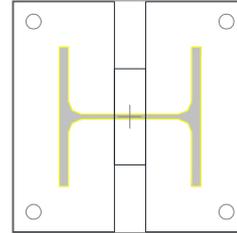
T-Stub 3

lunghezza efficace T-Stub 3 $l_{eff,3}$ 512,3 [mm]

larghezza efficace T-Stub 3 $b_{eff,3}$ 231,3 [mm]

A_{eff} 248044 [mm²]

$$A_{eff} = l_{eff,1} \cdot b_{eff,1} + l_{eff,2} \cdot b_{eff,2} + l_{eff,3} \cdot b_{eff,3}$$



Capacità portante del giunto di base

$F_{C,Rd,1}$ 1950,2 [kN]

$F_{C,Rd,2}$ 182,8 [kN]

$F_{C,Rd,3}$ 1950,2 [kN]

$F_{C,Rd}$ 4083,2 [kN]

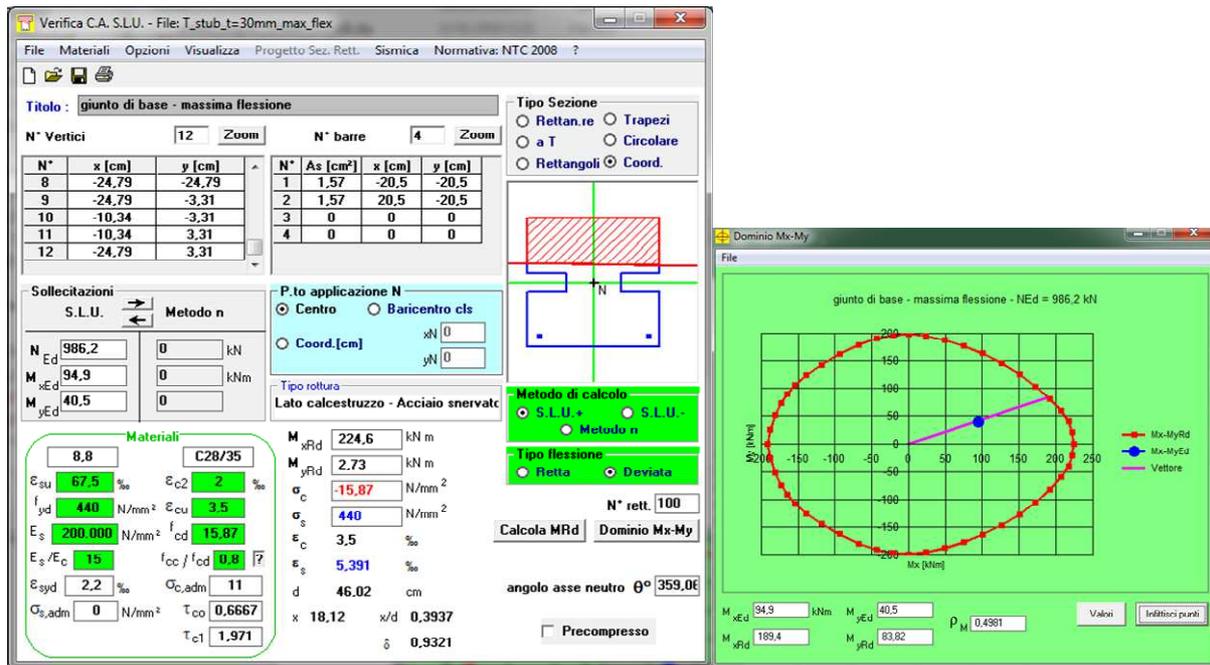
ok

$$F_{C,Rd} = F_{C,Rd,1} + F_{C,Rd,2} + F_{C,Rd,3}$$

Pressoflessione deviata – minima compressione, verifica del calcestruzzo e dei tirafondi

The screenshot displays the 'Verifica CA' software interface for a T-Stub joint analysis. The title is 'giunto di base - minima compressione'. The software is set to 'S.L.U.' (Service Limit State) and 'Metodo n'. The material is identified as C28/35 concrete and Acciaio svernato (stainless steel). The diagram shows the interaction between axial force (N) and bending moment (M) for the joint, with a maximum moment of 240.6 kNm. The software also displays various material and geometric parameters such as E_{su} , f_{yd} , E_s , f_{cd} , f_{cc} , f_{cd} , E_s/E_c , $\epsilon_{s,adm}$, $\sigma_{s,adm}$, τ_{co} , τ_{c1} , M_{xRd} , M_{yRd} , σ_c , σ_s , ϵ_s , d , x , x/d , and δ .

Pressoflessione deviata – massima flessione, verifica del calcestruzzo e dei tirafondi



Il giunto di base dei pilastri con controventi è stato progettato e verificato per far fronte ad un'azione prevalente di taglio pari a 343 kN affidata interamente alla resistenza a scorrimento del giunto per attrito ($\mu=0.4$) data dal precarico dei n.13 tirafondi, trascurando la resistenza a taglio degli stessi che si attiva una volta vinto l'attrito e raggiunto il contatto con la piastra (fori maggiorati $\phi 22$). Anche in questo caso si assume che la resistenza a compressione della malta sia almeno pari a quella del cls (classe C28/35) e si trascura l'effetto di diffusione delle tensioni. Non essendo né i pilastri, né i controventi soggetti a flessione, la risultante delle forze sulla piastra dei tirafondi è solo di compressione e taglio. Dalla verifica delle sollecitazioni allo SLU sismico e non, non sono emerse sollecitazioni di trazione sul giunto di base.

Capacità portante a taglio

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO	
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018	
		Pag. 52 di 122	

V_{Ed}	342,8	[kN]
μ	0,4	
γ_{M7}	1,10	
γ_{M3}	1,25	
k_s	1,00	

Forza di progetto di precarico singolo tirafondo	$F_{P,C}$	87,92	[kN]
n_{min} tirafondi		12,19	

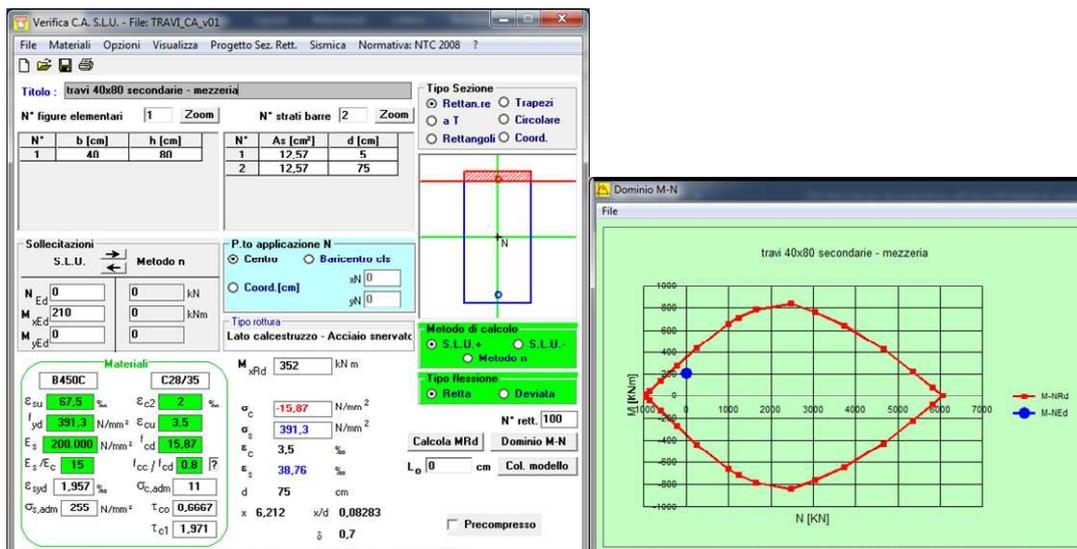
Resistenza a scorrimento singolo tirafondo	$F_{s,Rd}$	28,13	[kN]
	n	13	
tensione tirafondo	σ_s	560	[N/mm ²]
	F_{s,Rd_tot}	365,75	[kN]

0,94 **ok**

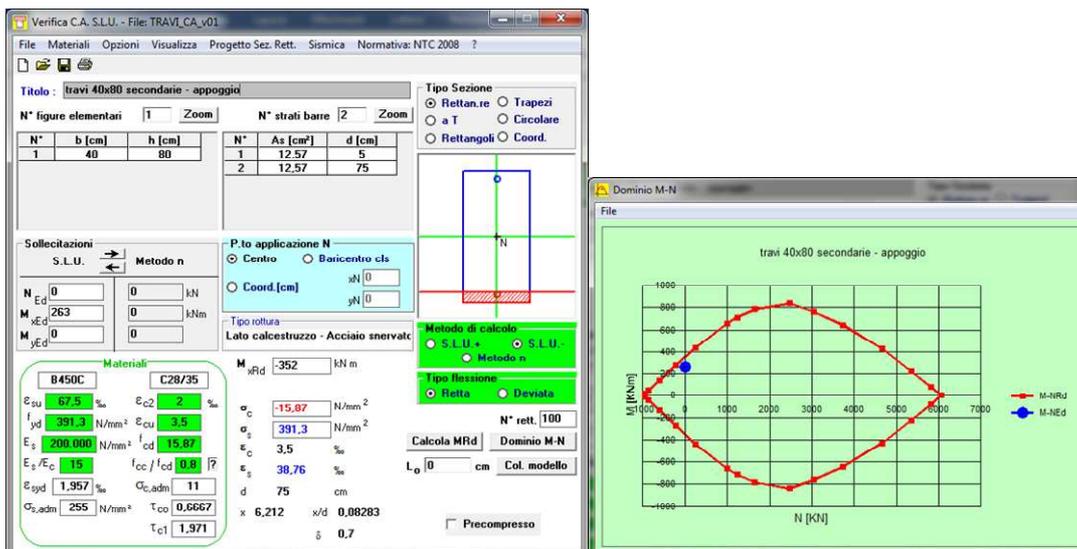
5.4.2 Verifiche travi in c.a.

Il paragrafo in oggetto riguarda le verifiche delle travi di quota +0.00 m, sollecitate a flessione e taglio con i massimi derivanti dalla combinazione di involucro tra lo SLU sismico e quello non sismico. Come anticipato nel paragrafo dedicato alla modellazione, nella lettura delle azioni sulle travi non si è tenuto in conto dell'ingombro dei capitelli, ma si è fatto riferimento ai valori di momento flettente presenti a 15 cm dalle linee d'asse dei pilastri, poi traslati come prescritto al 4.1.2.3.5.2 NTC. Pur trattandosi di struttura a comportamento non dissipativo, si è scelto di rispettare i limiti geometrici e di armatura (7.4.4.6.1.1 e 7.4.4.6.2.1 delle NTC) previsti per le costruzioni in CDB. Il progetto delle staffe a taglio è stato eseguito con il metodo a teta variabile.

Si riportano le verifiche delle travi maggiormente sollecitate (una per tipologia) evidenziate in figura.



Verifica all'appoggio



Armatura taglio: 1 ϕ 8/passso 16 cm

$$V_{Ed} = 247 \text{ kN} < V_{Rd} = \min(V_{Rcd}; V_{Rsd}) = 424 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0.9d \cdot b_w \cdot f'_{cd} \cdot ctg\theta / (1 + ctg^2\theta)$$

$$V_{Rsd} = 0.9d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot ctg\theta = 424 \text{ kN}$$

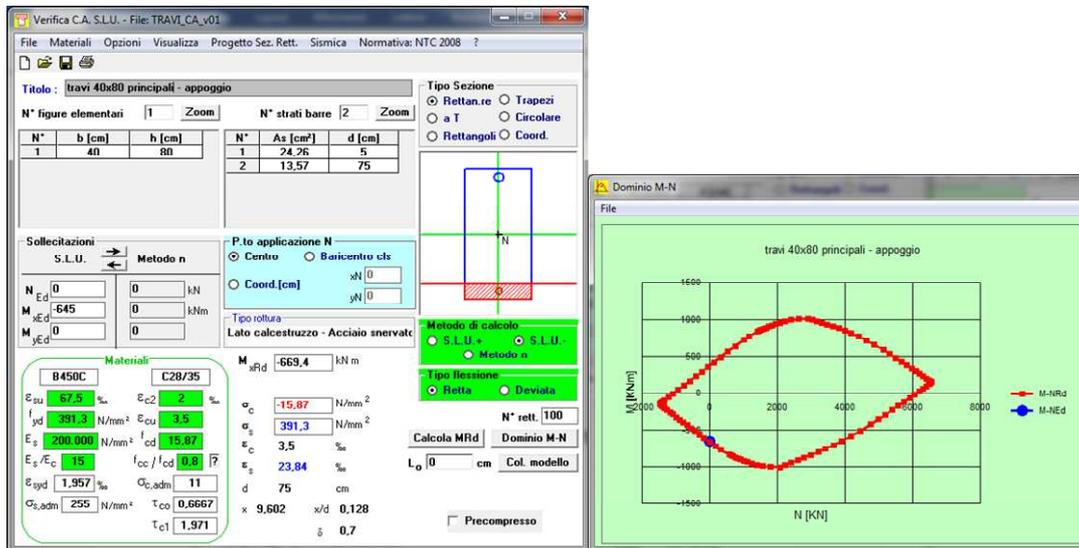
Sezione 40x80 – travi principali

Si riportano in dettaglio le verifiche relative alla massima sollecitazione flettente e tagliante misurata all'appoggio in corrispondenza degli allineamenti D-E all'incrocio con l'allineamento 7 e la verifica della sezione di campata relativa alla medesima trave, dove l'armatura è costituita da

solì $3\phi 24$ longitudinalinali correnti, sufficienti per la verifica dei minimi.

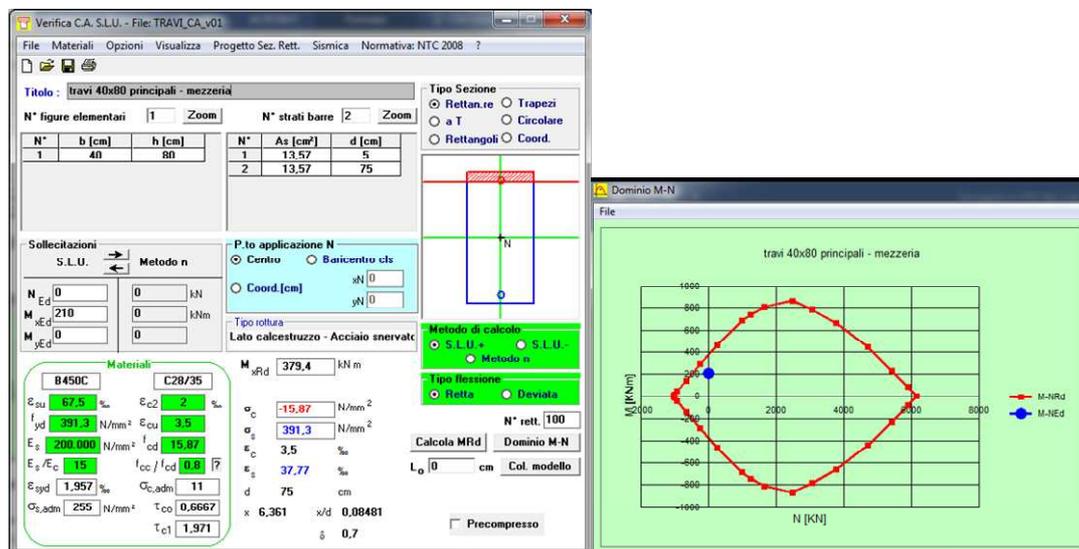
Armatura flessione tipo 1 (All. D-E, 7): $4\phi 24 + 1\phi 28$ sup, $3\phi 24$ inf

Verifica all'appoggio



Armatura flessione tipo 1 (All. D-E, 7): $3\phi 24$ sup, $3\phi 24$ inf

Verifica in campata



Verifica a taglio.

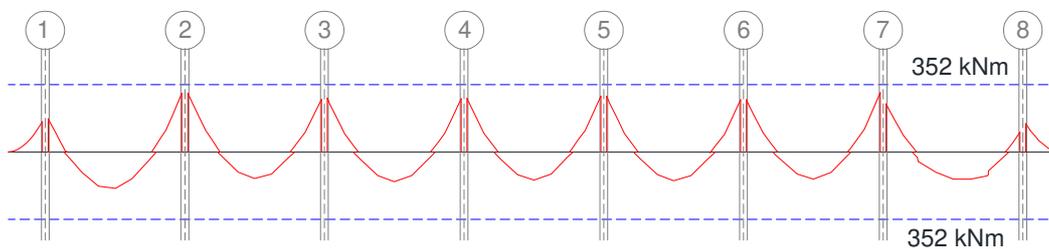
Armatura taglio tipo 1: $1\phi 8$ /passo 13 cm

$$V_{Ed} = 460 \text{ kN} < V_{Rd} = \min(V_{Rcd}; V_{Rsd}) = 522 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0.9d \cdot b_w \cdot f_{cd}' \cdot ctg\theta / (1 + ctg^2\theta)$$

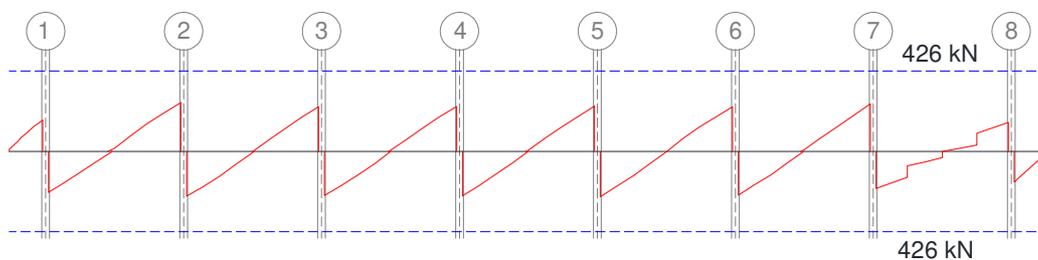
$$V_{Rsd} = 0.9d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot ctg\theta = 522 \text{ kN}$$

Per completezza si riportano i diagrammi delle sollecitazioni flettenti e taglianti di tutti gli allineamenti delle travi principali, ottenute dalla combinazione di involuppo delle sollecitazioni allo SLU sismico e non sismico. In rosso le sollecitazioni, in blu le resistenze e nella casella di testo le armature correnti a meno di eventuali spezzoni (longitudinali) o del raffittimento del passo delle staffe.



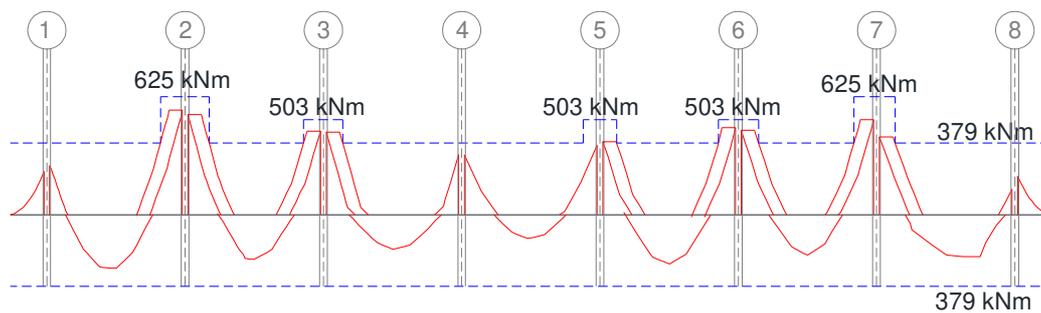
Flessione

All. A-H
As,sup=4φ20
As,inf=4φ20



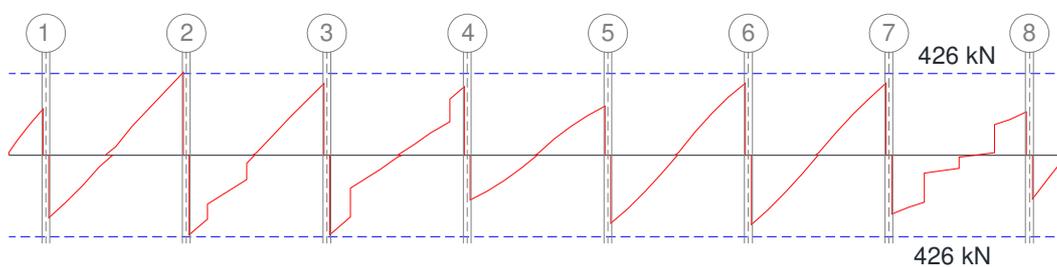
Taglio

All. A-H
Staffe 1φ8/16 cm



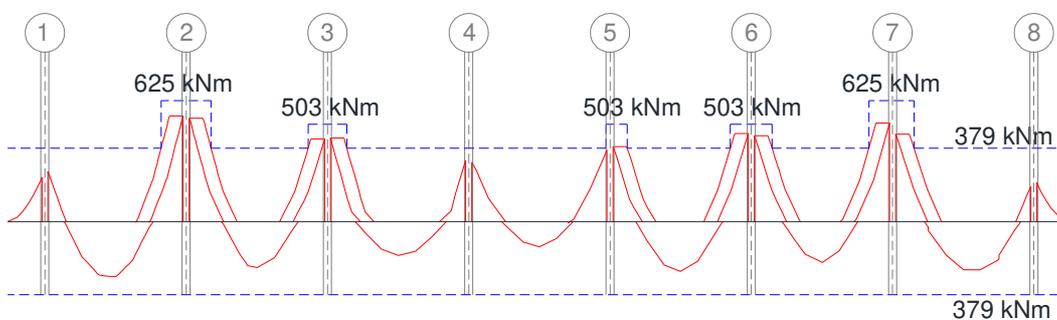
Flessione

All. B-G
As,sup=3φ24
As,inf=3φ24



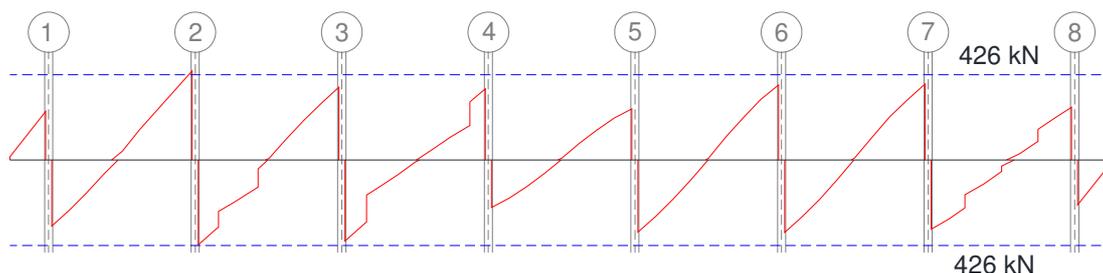
Taglio

All. B-G
Staffe 1φ8/16 cm



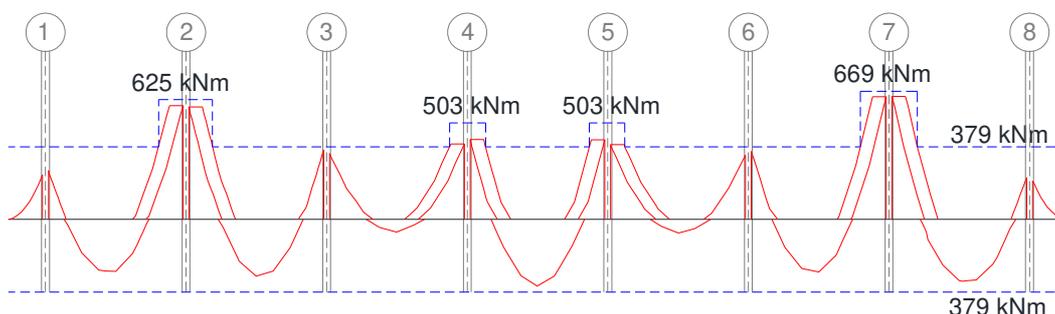
Flessione

All. C-F
As,sup=3φ24
As,inf=3φ24



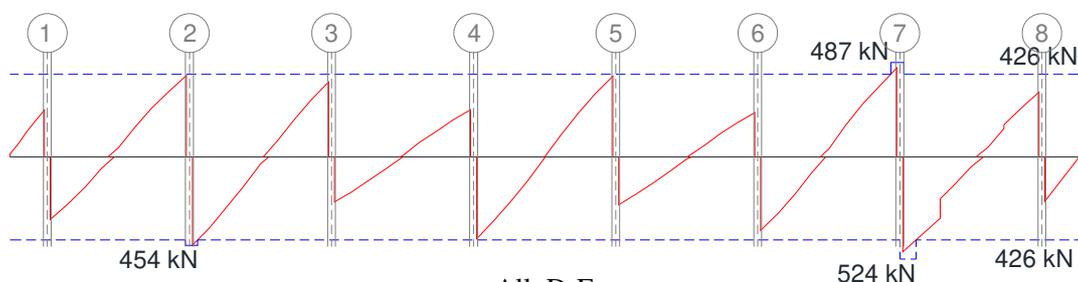
Taglio

All. C-F
Staffe 1 ϕ 8/16 cm



Flessione

All. D-E
As,sup=3 ϕ 24
As,inf=3 ϕ 24



Taglio

All. D-E
Staffe 1 ϕ 8/16 cm

Sezione 145xh var.=50/80 (All. 6, D-E)

La sezione in oggetto è relativa alla trave ubicata in corrispondenza dell'arrivo dello scalone centrale a quota +0.00 m, sulla quale sono orditi a sbalzo i primi tre gradini al di sopra del taglio sismico. Ai fini dell'esecuzione della verifica si trascura la presenza dei gradini, inseriti solamente in termini di carico portato e di sollecitazione torcente aggiunta; le dimensioni della sezione resistente considerata sono riportate in Figura 26.

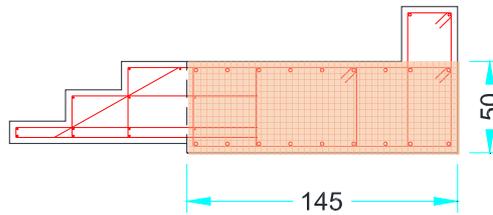


Figura 26 Sezione resistente della trave considerata ai fini delle verifiche

Armatura flessione tipo 1 (All. D-E): 9φ20 sup, 9φ20 inf

Verifica in campata

The screenshot shows the software interface for structural verification. The main window displays the following data:

- Titolo:** Trave145x50
- N° Vertici:** 4
- N° barre:** 2
- Sollecitazioni:** S.L.U., Metodo n
- Materiali:** B450C, C25/30
- Proprietà materiali:**
 - E_{cu} : 67.5 GPa
 - f_{yd} : 391.3 N/mm²
 - E_s : 200.000 N/mm²
 - f_{cd} : 14.17 N/mm²
 - E_s/E_c : 15
 - f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 - ϵ_{syd} : 1.957 ‰
 - $\sigma_{c,adm}$: 255 N/mm²
 - τ_{cd} : 0.6
 - τ_{c1} : 1.829
- Carichi e momenti:**
 - N_{Ed} : 0 kN
 - M_{xEd} : 427 kNm
 - M_{yEd} : 0 kNm
 - M_{xRd} : 467.3 kNm
- Proprietà geometriche:**
 - σ_c : -14.17 N/mm²
 - σ_s : 391.3 N/mm²
 - ϵ_c : 3.5 ‰
 - ϵ_s : 25.03 ‰
 - d : 45 cm
 - x : 5.521
 - x/d : 0.1227
 - δ : 0.7

The 'Dominio M-N' window shows a graph with the following axes and data:

- Y-axis:** M_x [kNm], ranging from -1500 to 1500.
- X-axis:** N [kN], ranging from 0 to 15000.
- Curve:** A red curve representing the interaction limit (M-N_{Rd}) and a blue curve representing the design point (M-N_{Ed}).

Armatura taglio tipo 1: 3staffeφ8/13 cm

$$V_{Ed} = 232 \text{ kN} < V_{Rd} = \min(V_{Rcd}; V_{Rsd}) = 892 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0.9d \cdot b_w \cdot f_{cd}' \cdot ctg\theta / (1 + ctg^2\theta)$$

$$V_{Rsd} = 0.9d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot ctg\theta = 892 \text{ kN}$$

Sezione 166xh var.=30/80 (All. 4, B-C/All. 4, F-G)

La sezione in oggetto è relativa alle travi ubicate in corrispondenza dell'arrivo delle scale in c.a. dalla sottostruttura e della partenza delle due scale in acciaio lato valle, che permettono il collegamento da quota +0.00 m a quota +4.30 m. Per un tratto di larghezza pari a 130 cm sulle travi sono orditi, a sbalzo, i gradini in c.a. posti al di sopra del taglio sismico. In termini di geometria la sezione si configura come una "L" allungata. Dal punto di vista progettuale, il solaio della specchiatura adiacente è stato affidato alla porzione di trave da 40x80 cm, mentre alla porzione di sezione in spessore di solaio (sezione 126x30 cm fatta lavorare a trave) è stato affidato il carico

dei gradini a sbalzo in c.a., metà del peso dei cordoli di chiusura del vano scala (sez. 30x30 cm) e metà del carico del solaio, oltre al peso proprio. Si procede alla verifica della trave in spessore di solaio (evidenziata in Figura 27) con sollecitazioni mediate rispetto a due configurazioni di vincolo della trave, ovvero appoggio-appoggio e incastro-incastro.

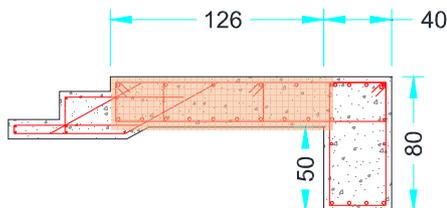


Figura 27 Sezione resistente della trave considerata ai fini delle verifiche

Armatura flessione tipo: 5 ϕ 20 sup, 10 ϕ 20 inf

Verifica in campata

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave126x30_scala

TITOLO: Trave126x30 - verifica in campata

N° Vertici: 4 | N° barre: 15

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	11	3,14	74,8	4,8
2	126	0	12	3,14	88,8	4,8
3	126	30	13	3,14	102,8	4,8
4	0	30	14	3,14	116,8	4,8
			15	3,14	118	4,8

Sollecitazioni: S.L.U. | Metodo n

N_{Ed}: 0 kN | M_{Ed}: 249,75 kNm

Materiale: B450C | C25/30

σ_{cu}: 67,5 % | ε_{cu}: 2 ‰ | σ_{yk}: 14,17 N/mm² | σ_{yk}: 391,3 N/mm²

M_{Ed}: 270,3 kNm

σ_{yk}: 14,17 N/mm² | σ_{yk}: 391,3 N/mm²

ε_{yk}: 3,5 ‰ | ε_{yk}: 10,06 ‰

d: 25,2 cm | x: 6,505 | x/d: 0,2581

δ: 0,7627

Metodo di calcolo: S.L.U. | Tipo flessione: Retta

Calcola MRd | Dominio M-N

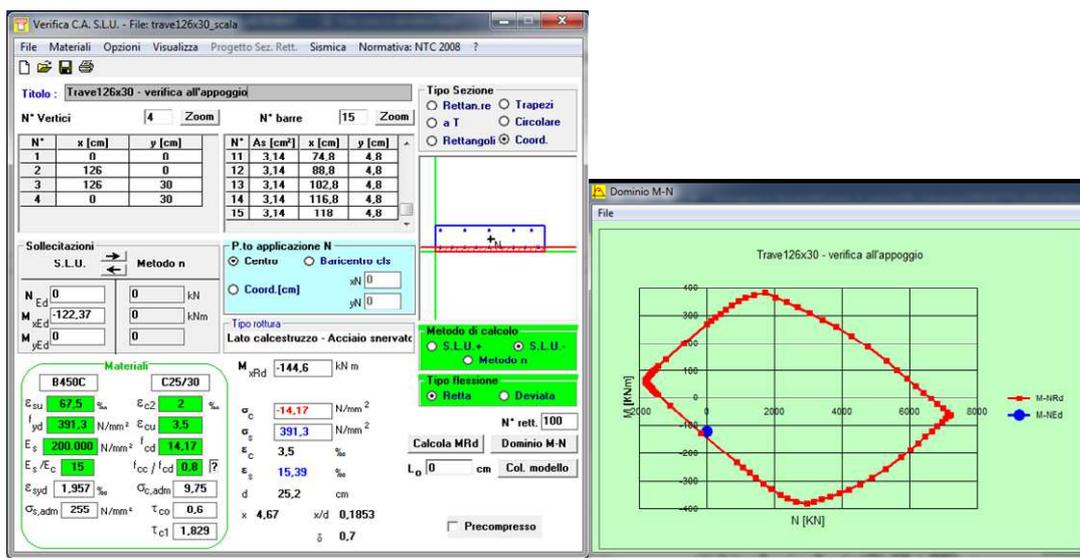
L₀: 0 cm | Col. modello

Precompresso

Dominio M-N: Trave126x30 - verifica in campata

Graph showing interaction between M [kNm] (y-axis, -400 to 400) and N [kN] (x-axis, 0 to 8000). The curve shows a diamond shape, indicating the interaction between bending moment and normal force.

Verifica all'appoggio



Armatura taglio tipo 1: 2staffe $\phi 8/10$ cm

$$V_{Ed} = 237 \text{ kN} < V_{Rd} = \min(V_{Rcd}; V_{Rsd}) = 443 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0.9d \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot ctg\theta / (1 + ctg^2\theta)$$

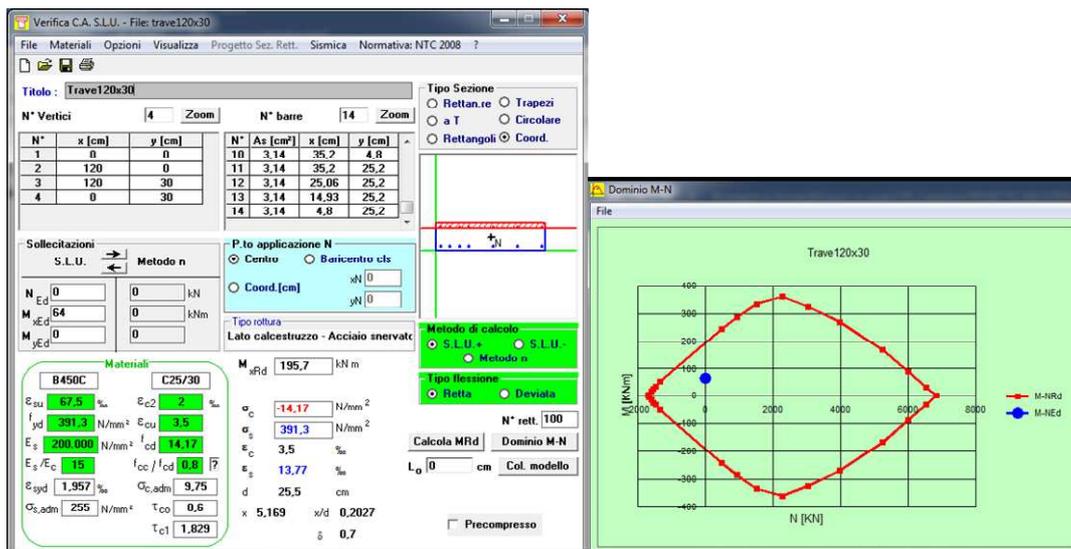
$$V_{Rsd} = 0.9d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot ctg\theta = 443 \text{ kN}$$

Sezione 120x30 (All. 5, D-E)

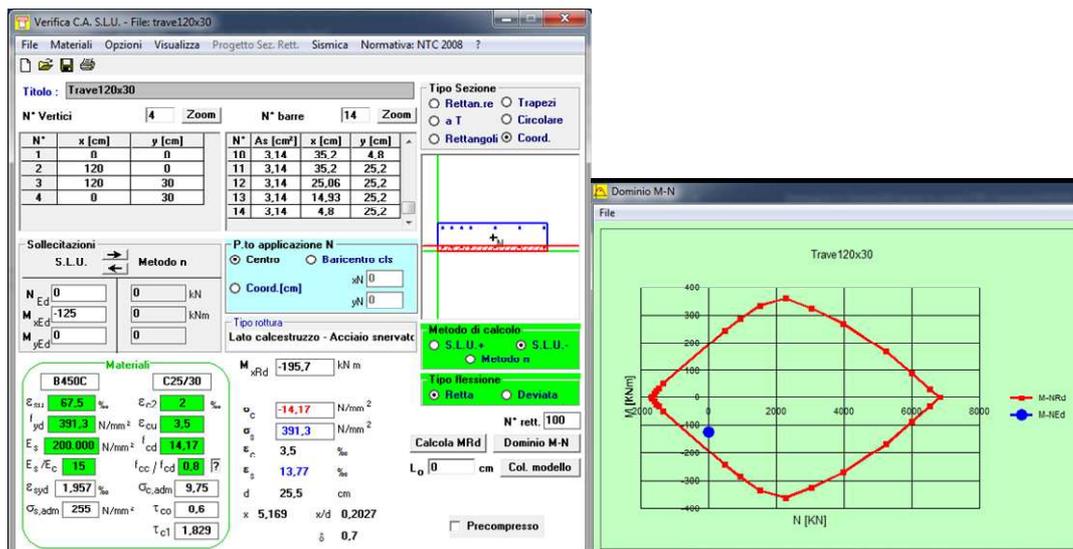
La trave in spessore appartiene all'allineamento 5, in corrispondenza dell'incrocio con gli allineamenti D ed E ed affaccia sullo scalone centrale che arriva dalle sottostrutture a quota +0.00 m.

Armatura flessione tipo: 7 $\phi 20$ sup, 7 $\phi 20$ inf

Verifica in campata



Verifica all'appoggio



Armatura taglio tipo 1: 3staffe $\phi 8/16$ cm

$$V_{Ed} = 89 \text{ kN} < V_{Rd} = \min(V_{Rcd}; V_{Rsd}) = 422 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0.9d \cdot b_w \cdot f_{cd}' \cdot ctg\theta / (1 + ctg^2\theta)$$

$$V_{Rsd} = 0.9d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot ctg\theta = 422 \text{ kN}$$

5.4.3 Verifiche travi in acciaio

In questa sezione si riportano le verifiche allo SLU, sia sismico, che non, delle travi in acciaio degli impalcati di quota +4.30 mm, dello sbalzo di quota +8.50 m e della copertura. Anche in

questo caso, per la valutazione della capacità resistente della sezione è stato utilizzato il metodo elastico, assumendo un comportamento elastico lineare del materiale, sino al raggiungimento della condizione di snervamento. Nelle immagini che seguono sono evidenziati i frame maggiormente sollecitati del primo e del secondo solaio in carpenteria metallica.

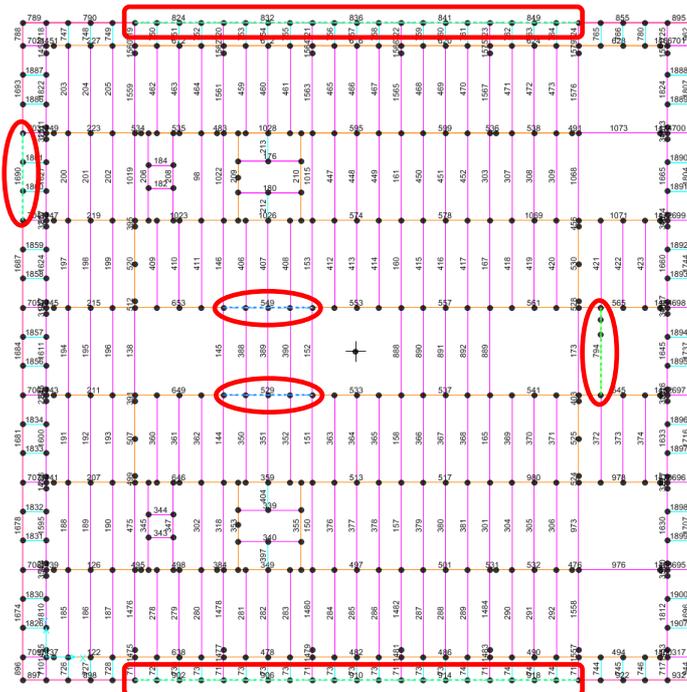


Figura 28 Travi più sollecitate quota +4.30 m

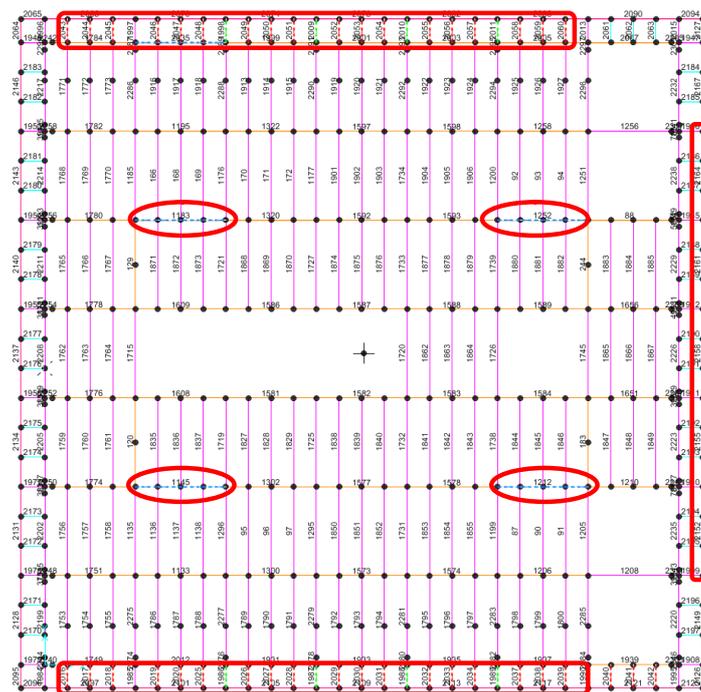


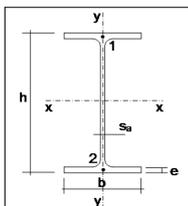
Figura 29 Travi più sollecitate copertura e sbalzo di quota +8.50 m

HE 400 A e collegamenti relativi

Verifica di resistenza quota +4.30 m

HE 400 A f_d 338,10 [N/mm²]

h [cm]	b [cm]	sa [cm]	e [cm]	r [cm]
39	30	1,1	1,9	2,7
A [cm ²]	bx [cm ⁴]	ly [cm ⁴]	Wx [cm ³]	Wy [cm ³]
158,98	45069,35	8563,82	2311,25	570,92
ρ_x [cm]	ρ_y [cm]	It [cm ⁴]	Wplx [cm ³]	Wply [cm ³]
16,84	7,34	189,04	2561,80	872,86
peso [kg/m]	Av [cm ²]	d [cm]		
124,80	57,33	29,8		



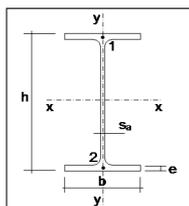
elemen	COMB	N	Ty [kN]	Tx [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]	Mt	σ_{max}	σ_1	σ_2	$\alpha_1 = \alpha_1'$	$\alpha_2 = \alpha_2'$	σ_{d1}	σ_{d2}	σ	ver.
529	IAXVERT(ive)	0	-95,629	0	0	714,3854	0,0007371	309,09	-309,09	309,09	0,01	-24,70	312,04	312,04	0,92	ver.
529	IAXVERT(ive)	0	95,629	4,441E-16	-4,441E-16	714,3849	0,0007371	309,09	-309,09	309,09	0,01	24,70	312,04	312,04	0,92	ver.
549	IAXVERT(ive)	0	-95,629	0	0	714,3854	-0,0006531	309,09	-309,09	309,09	-0,01	-24,70	312,04	312,04	0,92	ver.
549	IAXVERT(ive)	0	95,629	4,441E-16	-4,441E-16	714,385	-0,0006531	309,09	-309,09	309,09	-0,01	24,70	312,04	312,04	0,92	ver.

Gli elementi più sollecitati sono il frame 529 e il frame 549 per la combinazione fondamentale di carico allo stato limite ultimo non sismico, con un rapporto di utilizzo 0.92.

Verifica di resistenza copertura

HE 400 A f_d 338,10
[N/mm²]

h [cm]	b [cm]	sa [cm]	e [cm]	r [cm]
39	30	1,1	1,9	2,7
A [cm ²]	Ix [cm ⁴]	Iy [cm ⁴]	Wx [cm ³]	Wy [cm ³]
158,98	45069,35	8563,82	2311,25	570,92
ρ_x [cm]	ρ_y [cm]	It [cm ⁴]	Wplx [cm ³]	Wply [cm ³]
16,84	7,34	189,04	2561,80	872,86
peso [kg/m]	Av [cm ²]	d [cm]		
124,80	57,33	29,8		



elemen	COMB	N	Ty [KN]	Tx [KN]	My [KNr]	Mx [KNr]	Mt	σ_{max}	σ_1	σ_2	$\tau_{x1=y1}$	$\tau_{y1=y1}$	σ_{d1}	σ_{d2}	γ	ver.
1145	X\VERT(snd)	0,0	-75,2	0,0	0,0	571,7	0,0	247,34	-247,34	247,34	0,01	-19,42	249,62	249,62	0,74	ver.
1145	X\VERT(snd)	0,0	85,7	0,0	0,0	571,7	0,0	247,34	-247,34	247,34	0,01	22,14	250,30	250,30	0,74	ver.
1183	X\VERT(snd)	0,0	-75,2	0,0	0,0	571,7	0,0	247,34	-247,34	247,34	0,04	-19,42	249,62	249,62	0,74	ver.
1183	X\VERT(snd)	0,0	85,7	0,0	0,0	571,7	0,0	247,34	-247,34	247,34	0,04	22,14	250,30	250,30	0,74	ver.
1212	X\VERT(snd)	0,0	-85,7	0,0	0,0	571,7	0,0	247,34	-247,34	247,34	0,02	-22,14	250,30	250,30	0,74	ver.
1212	X\VERT(snd)	0,0	75,2	0,0	0,0	571,7	0,0	247,34	-247,34	247,34	0,02	19,42	249,62	249,62	0,74	ver.
1252	X\VERT(snd)	0,0	-85,7	0,0	0,0	571,7	0,0	247,34	-247,34	247,34	-0,02	-22,14	250,30	250,30	0,74	ver.
1252	X\VERT(snd)	0,0	75,2	0,0	0,0	571,7	0,0	247,34	-247,34	247,34	-0,02	19,42	249,62	249,62	0,74	ver.

Gli elementi più sollecitati sono i frame 1145, 1183, 1212 e il frame 1252 per la combinazione fondamentale di carico allo stato limite ultimo non sismico, con un rapporto di utilizzo 0.74.

Per quanto riguarda gli stati limite di esercizio, si riportano le verifiche degli spostamenti massimi delle travi più sollecitate, soggette al solo carico accidentale (δ_2) ed al carico permanente più accidentale (δ_{max}). Si riportano anche i limiti previsti dal D.M. 2018 al capitolo 4.2.4.2: $\delta_2 < L/350$ $\delta_{max} < L/250$ per le travi di solaio e $\delta_2 < L/250$ $\delta_{max} < L/200$ per le travi di copertura. Gli spostamenti risultano sempre inferiori dei limiti previsti dalla normativa.

Travi solaio quota +4.30 m					
δ_2 [mm]	δ_{max} [mm]	Sezione	L [mm]	δ_2_{limite} [mm]	$\delta_{max_{limite}}$ [mm]
7.59	24.86	HE 400 A	7200	24	28.8

Travi solaio copertura					
δ_2 [mm]	δ_{max} [mm]	Sezione	L [mm]	δ_2_{limite} [mm]	$\delta_{max_{limite}}$ [mm]
4.43	23.28	HE 400 A	7200	28.8	36

Collegamento di estremità – trave HE 400 A su trave HE 400 A

Il collegamento tra la trave principale HE 400 A e la trave di sbarco a quota +4.30 m della scala di valle HE 400 A è realizzato con n.2 squadrette L100x100-10 di altezza 295 mm e n.4 bulloni M20 classe 8.8 per ciascun lato della L. Per permettere il collegamento la trave di sbarco è mortesata sia superiormente che inferiormente. Il taglio sollecitante di progetto del collegamento è la massima sollecitazione risultante dalla combinazione di carico allo SLU non sismico ($V_{Ed}=325$ kN).

Tutti le unioni sono ad attrito resistenti allo stato limite di servizio, calcolati con coefficiente di

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 66 di 122

attrito $\mu=0.5$ (categoria di trattamento superficiale tipo A – superfici sabbiare meccanicamente esenti da incrostazioni di ruggine e da vaiolature).

Controllo delle distanze dai bordi e spaziature tra i bulloni:

$$e_1 = 35 \text{ mm} \geq e_{1,\min} = 1.2d_0 = 1.2 \cdot 21 = 25.2$$

$$e_2 = 45 \text{ mm} \geq e_{2,\min} = 1.2d_0 = 1.2 \cdot 21 = 25.2$$

$$p_1 = 75 \text{ mm} \geq p_{1,\min} = 2.2d_0 = 2.2 \cdot 21 = 46.2$$

Verifiche Bulloni

	$F_{M,\text{hor,Ed}}$	78,65	[kN]	
	$F_{M,\text{ver,Ed}}$	0	[kN]	
	$F_{V,\text{ver,Ed}}$	81,25	[kN]	
Resistenza a taglio singolo bullone	$F_{V,\text{Ed}}$	56,54	[kN]	D/C Taglio bullone lato secondaria
	$F_{V,\text{Rd}}$	94,08	[kN]	0,60
Resistenza a trazione bullone	$F_{t,\text{Ed}}$	39,33	[kN]	D/C Trazione bullone lato principale
	$F_{t,\text{Rd}}$	141,12	[kN]	0,28
Resistenza a punzonamento squadretta	$B_{p,\text{Rd}}$	230,72	[kN]	
Taglio - trazione combinata				D/C Taglio-Trazione bullone lato pri 0,63

Resistenza a rifollamento trave secondaria

$F_{\text{ver,Ed}}$	81,25	[kN]	Rifollamento ver
$F_{b,\text{ver,Rd}}$	130,01	[kN]	0,62
$F_{\text{hor,Ed}}$	78,65	[kN]	Rifollamento COMBINATA
$F_{b,\text{hor,Rd}}$	188,78	[kN]	0,42 0,56

Resistenza a taglio anima - sezione lorda

V_{Ed}	325,00	[kN]	
$V_{\text{Rd},3}$	639,86	[kN]	0,51

Resistenza a taglio anima - sezione netta

V_{Ed}	325,00	[kN]	
$V_{\text{Rd},4}$	554,51	[kN]	0,59

Resistenza a tranciamento anima (block tearing)

A_{nv}	2068,00	[mm ²]	
A_{nt}	467,50	[mm ²]	
V_{Ed}	325,00	[kN]	
$V_{\text{eff1,Rd}}$	594,41	[kN]	0,55
$V_{\text{eff2,Rd}}$	499,04	[kN]	0,65

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 67 di 122

Flessione e taglio dell'anima della trave

metodo a	$A_{v,AB}$	583,0	[mm ²]	
	$A_{v,net,AB}$	467,50	[mm ²]	
	$F_{v,Rd,h(AB)}$	110123,79	[N]	
	$A_{v,BC}$	2475,0	[mm ²]	
	$A_{v,net,BC}$	1782,00	[mm ²]	
	$F_{v,Rd,v(BC)}$	419765,98	[N]	
	z^*	55	[mm]	
	h^*	225	[mm]	
	h_T	298	[mm]	
	V_{Ed}	325,00	[kN]	
	$V_{Rd,a}$	437,76	[kN]	0,74
	M_{Ed}	17,88	[kNm]	
	M_{Rd}	31,38	[kNm]	0,57
metodo b	z	144,5	[mm]	
	h	298,0	[mm]	
	$V_{pl,Rd}$	639,9	[kN]	
	W_{el}	162807,3	[mm ³]	
	M_{el}	55044384,1	[Nmm]	
	$V_{Rd,b}$	380,93	[kN]	0,85
	V_{Rd}	380,93	[kN]	0,85

Resistenza a rifollamento squadretta

Lato profilo secondario				
	$F_{ver,Ed}$	40,63	[kN]	
	$F_{b,ver,Rd}$	113,33	[kN]	0,36
	$F_{hor,Ed}$	39,33	[kN]	
	$F_{b,hor,Rd}$	145,71	[kN]	0,27
				0,20

Resistenza a taglio squadretta - sezione lorda

	V_{Ed}	162,50	[kN]	
	$V_{Rd,3}$	453,42	[kN]	0,36

Resistenza a taglio squadretta - sezione netta

	V_{Ed}	162,50	[kN]	
	$V_{Rd,4}$	497,03	[kN]	0,33

Resistenza a tranciamento squadretta

	A_{rw}	1865,00	[mm ²]	
	A_{nt}	345,00	[mm ²]	
	V_{Ed}	162,50	[kN]	
	$V_{eff1,Rd}$	504,81	[kN]	0,32
	$V_{eff2,Rd}$	434,43	[kN]	0,37

Flessione e taglio delle squadrette

z_b	60,50	[mm]
-------	--------------	------

ok!

Collegamento di estremità – trave HE 400 A su flangia pilastro HE 300 B

Il collegamento tra la trave principale HE 400 A e la flangia del pilastro HE 300 B è realizzato con n.2 squadrette L100x100-10 di altezza 295 mm e n.4 bulloni M20 classe 8.8 per ciascun lato

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 68 di 122

della L. Il taglio sollecitante di progetto del collegamento è la massima sollecitazione risultante dalla combinazione di carico allo SLU non sismico ($V_{Ed}=325$ kN).

Controllo delle distanze dai bordi e spaziature tra i bulloni:

$$e_1 = 35 \text{ mm} \geq e_{1,\min} = 1.2d_0 = 1.2 \cdot 21 = 25.2$$

$$e_2 = 45 \text{ mm} \geq e_{2,\min} = 1.2d_0 = 1.2 \cdot 21 = 25.2$$

$$p_1 = 75 \text{ mm} \geq p_{1,\min} = 2.2d_0 = 2.2 \cdot 21 = 46.2$$

Verifiche Bulloni

	$F_{M,\text{hor,Ed}}$	83,85	[kN]	
	$F_{M,\text{ver,Ed}}$	0	[kN]	
	$F_{V,\text{ver,Ed}}$	81,25	[kN]	
Resistenza a taglio singolo bullone	$F_{V,Ed}$	58,38	[kN]	D/C Taglio bullone lato secondaria
	$F_{V,Rd}$	94,08	[kN]	0,62
Resistenza a trazione bullone	$F_{t,Ed}$	41,93	[kN]	D/C Trazione bullone lato principale
	$F_{t,Rd}$	141,12	[kN]	0,30
Resistenza a punzonamento squadretta	$B_{p,Rd}$	230,72	[kN]	
Taglio - trazione combinata				0,64
Resistenza a rifollamento trave secondaria				
	$F_{\text{ver,Ed}}$	81,25	[kN]	Rifollamento ver
	$F_{b,\text{ver,Rd}}$	211,04	[kN]	0,38
	$F_{\text{hor,Ed}}$	83,85	[kN]	Rifollamento COMBINATA
	$F_{b,\text{hor,Rd}}$	181,66	[kN]	0,46 0,36
Resistenza a taglio anima - sezione lorda				
	V_{Ed}	325,00	[kN]	
	$V_{Rd,3}$	1119,03	[kN]	0,29
Resistenza a taglio anima - sezione netta				
	V_{Ed}	325,00	[kN]	
	$V_{Rd,4}$	1132,75	[kN]	0,29
Resistenza a tranciamento anima				
	A_{nv}	2574,00	[mm ²]	
	A_{nt}	445,50	[mm ²]	
	V_{Ed}	325,00	[kN]	
	$V_{\text{eff1,Rd}}$	684,21	[kN]	0,48
	$V_{\text{eff2,Rd}}$	593,33	[kN]	0,55

Flessione e taglio dell'anima della trave

metodo a	$A_{v,AB}$	561,0	[mm ²]	
	$A_{v,net,AB}$	445,50	[mm ²]	
	$F_{v,Rd,h(AB)}$	104941,49	[N]	
	$A_{v,BC}$	2475,0	[mm ²]	
	$A_{v,net,BC}$	1782,00	[mm ²]	
	$F_{v,Rd,v(BC)}$	419765,98	[N]	
	z^*	55	[mm]	
	h^*	225	[mm]	
	h_T	390	[mm]	
	V_{Ed}	325,00	[kN]	
	$V_{Rd,a}$	572,91	[kN]	0,57
	M_{Ed}	17,88	[kNm]	
	M_{Rd}	31,38	[kNm]	0,57
metodo b	z	55,0	[mm]	
	h	390,0	[mm]	
	$V_{pl,Rd}$	837,4	[kN]	
	W_{el}	278850,0	[mm ³]	
	M_{el}	94277857,1	[Nmm]	
	$V_{Rd,b}$	659,37	[kN]	0,49
	V_{Rd}	572,91	[kN]	0,57

Resistenza a rifollamento squadretta

Lato profilo secondario

$F_{ver,Ed}$	40,63	[kN]	
$F_{b,ver,Rd}$	113,33	[kN]	0,36
$F_{hor,Ed}$	41,93	[kN]	
$F_{b,hor,Rd}$	145,71	[kN]	0,29

COMBINATA

Resistenza a taglio squadretta - sezione lorda

V_{Ed}	162,50	[kN]	
$V_{Rd,3}$	453,42	[kN]	0,36

Resistenza a taglio squadretta - sezione netta

V_{Ed}	162,50	[kN]	
$V_{Rd,4}$	497,03	[kN]	0,33

Resistenza a tranciamento squadretta

A_{nv}	1865,00	[mm ²]	
A_{nt}	345,00	[mm ²]	
V_{Ed}	162,50	[kN]	
$V_{eff1,Rd}$	504,81	[kN]	0,32
$V_{eff2,Rd}$	434,43	[kN]	0,37

Flessione e taglio delle squadrette

z_b	64,50	[mm]
	ok!	

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 70 di 122

Collegamento di estremità – trave HE 400 A su anima pilastro HE 300 B (solo in copertura)

Il collegamento tra la trave principale HE 400 A e l'anima flangia del pilastro HE 300 B si ha solo ed esclusivamente in copertura, in corrispondenza degli allineamenti 2 e 7 C-D ed E-F. Esso è realizzato con n.2 squadrette L90x90-9 di altezza 295 mm e n.4 bulloni M20 classe 8.8 per ciascun lato della L. Il taglio sollecitante di progetto del collegamento è la massima sollecitazione risultante dalla combinazione di carico allo SLU non sismico ($V_{Ed}=325$ kN).

Controllo delle distanze dai bordi e spaziature tra i bulloni:

$$e_1 = 35 \text{ mm} \geq e_{1,\min} = 1.2d_0 = 1.2 \cdot 21 = 25.2$$

$$e_2 = 35 \text{ mm} \geq e_{2,\min} = 1.2d_0 = 1.2 \cdot 21 = 25.2$$

$$p_1 = 75 \text{ mm} \geq p_{1,\min} = 2.2d_0 = 2.2 \cdot 21 = 46.2$$

Verifiche Bulloni

	$F_{M,\text{hor,Ed}}$	78,65	[kN]	
	$F_{M,\text{ver,Ed}}$	0	[kN]	
	$F_{V,\text{ver,Ed}}$	81,25	[kN]	
Resistenza a taglio singolo bullone	$F_{V,Ed}$	56,54	[kN]	D/C Taglio bullone lato secondaria
	$F_{V,Rd}$	94,08	[kN]	0,60
Resistenza a trazione bullone	$F_{t,Ed}$	39,33	[kN]	D/C Trazione bullone lato principale
	$F_{t,Rd}$	141,12	[kN]	0,28
Resistenza a punzonamento squadretta	$B_{p,Rd}$	207,65	[kN]	
Taglio - trazione combinata				D/C Taglio-Trazione bullone lato principale 0,63

Resistenza a rifollamento trave secondaria

$F_{\text{ver,Ed}}$	81,25	[kN]	Rifollamento ver
$F_{b,\text{ver,Rd}}$	130,01	[kN]	0,62
$F_{\text{hor,Ed}}$	78,65	[kN]	Rifollamento COMBINATA
$F_{b,\text{hor,Rd}}$	181,66	[kN]	0,43 0,58

Resistenza a taglio anima - sezione lorda

V_{Ed}	325,00	[kN]	
$V_{Rd,3}$	639,86	[kN]	0,51

Resistenza a taglio anima - sezione netta

V_{Ed}	325,00	[kN]	
$V_{Rd,4}$	554,51	[kN]	0,59

Resistenza a tranciamento anima

A_{nv}	2068,00	[mm ²]	
A_{nt}	445,50	[mm ²]	
V_{Ed}	325,00	[kN]	
$V_{\text{eff1,Rd}}$	585,44	[kN]	0,56
$V_{\text{eff2,Rd}}$	494,55	[kN]	0,66

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 71 di 122

Flessione e taglio dell'anima della trave

metodo a	$A_{v,AB}$	561,0	[mm ²]	
	$A_{v,net,AB}$	445,50	[mm ²]	
	$F_{v,Rd,h(AB)}$	104941,49	[N]	104,94
	$A_{v,BC}$	2475,0	[mm ²]	
	$A_{v,net,BC}$	1782,00	[mm ²]	
	$F_{v,Rd,v(BC)}$	419765,98	[N]	419,77
	z^*	55	[mm]	
	h^*	225	[mm]	
	h_T	298	[mm]	1,32
	V_{Ed}	325,00	[kN]	
	$V_{Rd,a}$	437,76	[kN]	0,74
	M_{Ed}	17,88	[kNm]	
	M_{Rd}	31,38	[kNm]	0,57
metodo b	z	144,5	[mm]	
	h	298,0	[mm]	
	$V_{pl,Rd}$	639,9	[kN]	
	W_{el}	162807,3	[mm ³]	
	M_{el}	55044384,1	[Nmm]	
	$V_{Rd,b}$	380,93	[kN]	0,85
	V_{Rd}	380,93	[kN]	0,85

Resistenza a rifollamento squadretta

Lato profilo secondario				
	$F_{ver,Ed}$	40,63	[kN]	
	$F_{b,ver,Rd}$	102,00	[kN]	0,40
	$F_{hor,Ed}$	39,33	[kN]	
	$F_{b,hor,Rd}$	102,00	[kN]	0,39
				COMBINATA
				0,31

Resistenza a taglio squadretta - sezione lorda

	V_{Ed}	162,50	[kN]	
	$V_{Rd,3}$	408,07	[kN]	0,40

Resistenza a taglio squadretta - sezione netta

	V_{Ed}	162,50	[kN]	
	$V_{Rd,4}$	447,33	[kN]	0,36

Resistenza a tranciamento squadretta

	A_{nv}	1678,50	[mm ²]	
	A_{nt}	220,50	[mm ²]	
	V_{Ed}	162,50	[kN]	
	$V_{eff1,Rd}$	417,61	[kN]	0,39
	$V_{eff2,Rd}$	372,62	[kN]	0,44

Flessione e taglio delle squadrette

z_b	60,50	[mm]
	ok!	

IPE 360 e collegamenti relativi

Verifica di resistenza quota +4.30 m

	IPE 360	f_{yd} 338,10 [N/mm ²]														
h [cm]	b [cm]	sa [cm]	e [cm]	r [cm]												
A [cm ²]	I _x [cm ⁴]	I _y [cm ⁴]	W _x [cm ³]	W _y [cm ³]												
ρ _x [cm]	ρ _y [cm]	I _t [cm ⁴]	W _{plx} [cm ³]	W _{ply} [cm ³]												
peso [kg/m]	A _v [cm ²]	d [cm]														
794	IAVERT(snd)	N	Ty [KN]	Tx [KN]	My [KNr]	Mx [KNr]	Mt	σ _{max}	σ ₁	σ ₂	α _{x1} =α _{x'}	α _{y1} =α _{y'}	σ _{d1}	σ _{d2}	0,95	ver.

L'elemento più sollecitato è il frame 794 per la combinazione fondamentale di carico allo stato limite ultimo non sismico, con un rapporto di utilizzo 0.95.

Verifica di resistenza copertura

	IPE 360	f_{yd} 338,10 [N/mm ²]														
h [cm]	b [cm]	sa [cm]	e [cm]	r [cm]												
A [cm ²]	I _x [cm ⁴]	I _y [cm ⁴]	W _x [cm ³]	W _y [cm ³]												
ρ _x [cm]	ρ _y [cm]	I _t [cm ⁴]	W _{plx} [cm ³]	W _{ply} [cm ³]												
peso [kg/m]	A _v [cm ²]	d [cm]														
1986	IAVERT(snd)	N	Ty [KN]	Tx [KN]	My [KNr]	Mx [KNr]	Mt	σ _{max}	σ ₁	σ ₂	α _{x1} =α _{x'}	α _{y1} =α _{y'}	σ _{d1}	σ _{d2}	0,61	ver.
1987	IAVERT(snd)	N	Ty [KN]	Tx [KN]	My [KNr]	Mx [KNr]	Mt	σ _{max}	σ ₁	σ ₂	α _{x1} =α _{x'}	α _{y1} =α _{y'}	σ _{d1}	σ _{d2}	0,61	ver.
1988	IAVERT(snd)	N	Ty [KN]	Tx [KN]	My [KNr]	Mx [KNr]	Mt	σ _{max}	σ ₁	σ ₂	α _{x1} =α _{x'}	α _{y1} =α _{y'}	σ _{d1}	σ _{d2}	0,61	ver.
1989	IAVERT(snd)	N	Ty [KN]	Tx [KN]	My [KNr]	Mx [KNr]	Mt	σ _{max}	σ ₁	σ ₂	α _{x1} =α _{x'}	α _{y1} =α _{y'}	σ _{d1}	σ _{d2}	0,61	ver.
1998	IAVERT(snd)	N	Ty [KN]	Tx [KN]	My [KNr]	Mx [KNr]	Mt	σ _{max}	σ ₁	σ ₂	α _{x1} =α _{x'}	α _{y1} =α _{y'}	σ _{d1}	σ _{d2}	0,61	ver.
2009	IAVERT(snd)	N	Ty [KN]	Tx [KN]	My [KNr]	Mx [KNr]	Mt	σ _{max}	σ ₁	σ ₂	α _{x1} =α _{x'}	α _{y1} =α _{y'}	σ _{d1}	σ _{d2}	0,61	ver.
2010	IAVERT(snd)	N	Ty [KN]	Tx [KN]	My [KNr]	Mx [KNr]	Mt	σ _{max}	σ ₁	σ ₂	α _{x1} =α _{x'}	α _{y1} =α _{y'}	σ _{d1}	σ _{d2}	0,61	ver.
2011	IAVERT(snd)	N	Ty [KN]	Tx [KN]	My [KNr]	Mx [KNr]	Mt	σ _{max}	σ ₁	σ ₂	α _{x1} =α _{x'}	α _{y1} =α _{y'}	σ _{d1}	σ _{d2}	0,61	ver.

Gli elementi più sollecitati sono i frame dal 1986 al 1989, 1998 e dal 2009 al 2011 per la combinazione fondamentale di carico allo stato limite ultimo non sismico, con un rapporto di utilizzo 0.61.

Verifica di deformabilità

Per quanto riguarda gli stati limite di esercizio, si riportano le verifiche degli spostamenti massimi delle travi più sollecitate, soggette al solo carico accidentale (δ_2) ed al carico permanente più accidentale (δ_{max}). Si riportano anche i limiti previsti dal D.M. 2018 al capitolo 4.2.4.2: $\delta_2 < L/350$ $\delta_{max} < L/250$ per le travi di solaio e $\delta_2 < L/250$ $\delta_{max} < L/200$ per le travi di copertura. Gli spostamenti risultano sempre inferiori dei limiti previsti dalla normativa.

Travi solaio quota +4.30 m					
δ_2 [mm]	δ_{max} [mm]	Sezione	L [mm]	δ_{2_limite} [mm]	δ_{max_limite} [mm]
6.20	20.0	IPE 360	7200	24	28.8

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 73 di 122

Travi solaio copertura					
δ_2 [mm]	δ_{max} [mm]	Sezione	L [mm]	δ_{2_limite} [mm]	δ_{max_limite} [mm]
4.0	17.80	IPE 360	7200	28.8	36

Si riportano infine le verifiche di instabilità flessio-torsionale delle travi maggiormente sollecitate durante la fase di getto della soletta. La verifica flessio torsionale è stata condotta secondo il metodo A, richiamato dalla Circolare n.617 (punto C4.2.4.1.3.3.1), che prevede la seguente formula di interazione.

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{yeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{zeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$$

dove:

- $\gamma_{M1} = 1.05$;
- $M_{yeq,Ed}$, $M_{zeq,Ed}$ sono i momenti equivalenti agenti nelle due direzioni;
- χ_{min} è il coefficiente di stabilità minimo;
- χ_{LT} è il coefficiente di stabilità flessio-torsionale;
- $N_{cr,y}$, $N_{cr,z}$ sono i carichi critici euleriani nelle due direzioni;
- A è l'area della sezione;
- W_y , W_z sono i moduli resistenti nelle due direzioni.

Le azioni sollecitanti prese in considerazione per la verifica derivano da una combinazione di carichi in cui sono presenti solamente il peso proprio della carpenteria metallica e del solaio (fase di getto). Le verifiche risultano tutte ampiamente soddisfatte.

Travi secondarie					
Frame	sezione	lunghezza [mm]	M_{sd_max} [kNm]	M_{brd} [kNm]	check
1905	IPE 360	7200	40.72	88.35	0.46

Collegamento di estremità – trave IPE 360 su trave IPE 360

Il collegamento tra la trave IPE 360 secondaria e la trave di chiusura IPE 360 del vano scala a quota +4.30 m è realizzato con n.2 squadrette L80x80-8 di altezza 220 mm e n.3 bulloni M14

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 74 di 122

classe 8.8 per ciascun lato della L. Per permettere il collegamento la trave di coronamento del vano scala è mortesata sia superiormente che inferiormente. Il taglio sollecitante di progetto del collegamento è la massima sollecitazione risultante dalla combinazione di carico allo SLU non sismico ($V_{Ed}=158$ kN).

Tutti le unioni sono ad attrito resistenti allo stato limite di servizio, calcolati con coefficiente di attrito $\mu=0.5$ (categoria di trattamento superficiale tipo A – superfici sabbiare meccanicamente esenti da incrostazioni di ruggine e da vaiolature).

Controllo delle distanze dai bordi e spaziature tra i bulloni:

$$e_1 = 30 \text{ mm} \geq e_{1,\min} = 1.2d_0 = 1.2 \cdot 15 = 18$$

$$e_2 = 35 \text{ mm} \geq e_{2,\min} = 1.2d_0 = 1.2 \cdot 15 = 18$$

$$p_1 = 80 \text{ mm} \geq p_{1,\min} = 2.2d_0 = 2.2 \cdot 15 = 33$$

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 75 di 122

Verifiche Bulloni

	$F_{M,hor,Ed}$	48,39	[kN]	
	$F_{M,ver,Ed}$	0	[kN]	
	$F_{V,ver,Ed}$	52,67	[kN]	
Resistenza a taglio singolo bullone	$F_{V,Ed}$	35,76	[kN]	D/C Taglio bullone lato secondaria
	$F_{V,Rd}$	44,16	[kN]	0,81
Resistenza a trazione bullone	$F_{t,Ed}$	24,19	[kN]	D/C Trazione bullone lato principale
	$F_{t,Rd}$	66,24	[kN]	0,37
Resistenza a punzonamento squadretta	$B_{p,Rd}$	135,35	[kN]	
Taglio - trazione combinata				D/C Taglio-Trazione bullone lato principale 0,86

Resistenza a rifollamento trave secondaria

$F_{ver,Ed}$	52,67	[kN]	Rifollamento ver
$F_{b,ver,Rd}$	114,24	[kN]	0,46
$F_{hor,Ed}$	48,39	[kN]	Rifollamento COMBINATA
$F_{b,hor,Rd}$	109,16	[kN]	0,44 0,41

Resistenza a taglio anima - sezione lorda

V_{Ed}	158,00	[kN]	
$V_{Rd,3}$	466,29	[kN]	0,34

Resistenza a taglio anima - sezione netta

V_{Ed}	158,00	[kN]	
$V_{Rd,4}$	477,90	[kN]	0,33

Resistenza a tranciamento anima (block tearing)

A_{nv}	1534,40	[mm ²]	
A_{nt}	284,00	[mm ²]	
V_{Ed}	158,00	[kN]	
$V_{eff1,Rd}$	415,39	[kN]	0,38
$V_{eff2,Rd}$	357,45	[kN]	0,44

Flessione e taglio dell'anima della trave

metodo a	$A_{v,AB}$	344,0	[mm ²]	
	$A_{v,net,AB}$	284,00	[mm ²]	
	$F_{v,Rd,h(AB)}$	66898,73	[N]	
	$A_{v,BC}$	1280,0	[mm ²]	
	$A_{v,net,BC}$	1040,00	[mm ²]	
	$F_{v,Rd,v(BC)}$	244981,27	[N]	
	z^*	45	[mm]	
	h^*	160	[mm]	
	h_T	298,6	[mm]	
	V_{Ed}	158,00	[kN]	
	$V_{Rd,a}$	360,00	[kN]	0,44
	M_{Ed}	7,11	[kNm]	
	M_{Rd}	11,54	[kNm]	0,62
metodo b	z	81,0	[mm]	
	h	298,6	[mm]	
	$V_{pl,Rd}$	466,3	[kN]	
	W_{el}	118882,6	[mm ³]	
	M_{el}	40193645,5	[Nmm]	
	$V_{Rd,b}$	367,16	[kN]	0,43
	V_{Rd}	360,00	[kN]	0,44

Resistenza a rifollamento squadretta

Lato profilo secondario			
$F_{ver,Ed}$	26,33	[kN]	
$F_{b,ver,Rd}$	76,16	[kN]	0,35
$F_{hor,Ed}$	24,19	[kN]	
$F_{b,hor,Rd}$	88,85	[kN]	0,27
			0,19

Resistenza a taglio squadretta - sezione lorda

V_{Ed}	79,00	[kN]	
$V_{Rd,3}$	270,51	[kN]	0,29

Resistenza a taglio squadretta - sezione netta

V_{Ed}	79,00	[kN]	
$V_{Rd,4}$	329,78	[kN]	0,24

Resistenza a tranciamento squadretta

A_{nv}	1220,00	[mm ²]	
A_{nt}	220,00	[mm ²]	
V_{Ed}	79,00	[kN]	
$V_{eff1,Rd}$	327,90	[kN]	0,24
$V_{eff2,Rd}$	283,02	[kN]	0,28

Flessione e taglio delle squadrette

z_b	49,00	[mm]
-------	--------------	------

ok!

Collegamento di estremità – trave IPE 360 su trave principale HE 400 A

Il collegamento tra la trave IPE 360 secondaria e la trave principale HE 400 A è realizzato con n.2 squadrette L80x80-8 di altezza 220 mm e n.3 bulloni M14 classe 8.8 per ciascun lato della L.

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 77 di 122

Per permettere il collegamento la trave di coronamento del vano scala è mortesata sia superiormente che inferiormente. Il taglio sollecitante di progetto del collegamento è la massima sollecitazione risultante dalla combinazione di carico allo SLU non sismico ($V_{Ed}=158$ kN).

Controllo delle distanze dai bordi e spaziature tra i bulloni:

$$e_1 = 30 \text{ mm} \geq e_{1,\min} = 1.2d_0 = 1.2 \cdot 15 = 18$$

$$e_2 = 35 \text{ mm} \geq e_{2,\min} = 1.2d_0 = 1.2 \cdot 15 = 18$$

$$p_1 = 80 \text{ mm} \geq p_{1,\min} = 2.2d_0 = 2.2 \cdot 15 = 33$$

Verifiche Bulloni

	$F_{M,\text{hor,Ed}}$	49,87	[kN]	
	$F_{M,\text{ver,Ed}}$	0	[kN]	
	$F_{V,\text{ver,Ed}}$	52,66666667	[kN]	
Resistenza a taglio singolo bullone	$F_{V,Ed}$	36,27	[kN]	D/C Taglio bullone lato secondaria
	$F_{V,Rd}$	44,16	[kN]	0,82
Resistenza a trazione bullone	$F_{t,Ed}$	24,93	[kN]	D/C Trazione bullone lato principale
	$F_{t,Rd}$	66,24	[kN]	0,38
Resistenza a punzonamento squadretta	$B_{p,Rd}$	135,35	[kN]	
Taglio - trazione combinata				D/C Taglio-Trazione bullone lato principale 0,87

Resistenza a rifollamento trave secondaria

$F_{\text{ver,Ed}}$	52,67	[kN]	Rifollamento ver
$F_{b,\text{ver,Rd}}$	114,24	[kN]	0,46
$F_{\text{hor,Ed}}$	49,87	[kN]	Rifollamento COMBINATA
$F_{b,\text{hor,Rd}}$	109,16	[kN]	0,46 0,42

Resistenza a taglio anima - sezione lorda

V_{Ed}	158,00	[kN]	
$V_{Rd,3}$	418,51	[kN]	0,38

Resistenza a taglio anima - sezione netta

V_{Ed}	158,00	[kN]	
$V_{Rd,4}$	420,24	[kN]	0,38

Resistenza a tranciamento anima (block tearing)

A_{nv}	1412,00	[mm ²]	
A_{nt}	284,00	[mm ²]	
V_{Ed}	158,00	[kN]	
$V_{\text{eff}1,Rd}$	391,49	[kN]	0,40
$V_{\text{eff}2,Rd}$	333,56	[kN]	0,47

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 78 di 122

Flessione e taglio dell'anima della trave

metodo a	$A_{v,AB}$	344,0	[mm ²]	
	$A_{v,net,AB}$	284,00	[mm ²]	
	$F_{v,Rd,h(AB)}$	66898,73	[N]	
	$A_{v,BC}$	1280,0	[mm ²]	
	$A_{v,net,BC}$	1040,00	[mm ²]	
	$F_{v,Rd,v(BC)}$	244981,27	[N]	
	z^*	45	[mm]	
	h^*	160	[mm]	
	h_T	268	[mm]	
	V_{Ed}	158,00	[kN]	
	$V_{Rd,a}$	323,11	[kN]	0,49
	M_{Ed}	7,11	[kNm]	
	M_{Rd}	11,54	[kNm]	0,62
metodo b	z	144,5	[mm]	
	h	268,0	[mm]	
	$V_{pl,Rd}$	418,5	[kN]	
	W_{el}	95765,3	[mm ³]	
	M_{el}	32377803,2	[Nmm]	
	$V_{Rd,b}$	224,07	[kN]	0,71
	V_{Rd}	224,07	[kN]	0,71

Resistenza a rifollamento squadretta

Lato profilo secondario				
	$F_{ver,Ed}$	26,33	[kN]	
	$F_{b,ver,Rd}$	76,16	[kN]	0,35
	$F_{hor,Ed}$	24,93	[kN]	
	$F_{b,hor,Rd}$	88,85	[kN]	0,28
				COMBINATA
				0,20

Resistenza a taglio squadretta - sezione lorda

	V_{Ed}	79,00	[kN]	
	$V_{Rd,3}$	270,51	[kN]	0,29

Resistenza a taglio squadretta - sezione netta

	V_{Ed}	79,00	[kN]	
	$V_{Rd,4}$	329,78	[kN]	0,24

Resistenza a tranciamento squadretta

	A_{nv}	1220,00	[mm ²]	
	A_{nt}	220,00	[mm ²]	
	V_{Ed}	79,00	[kN]	
	$V_{eff1,Rd}$	327,90	[kN]	0,24
	$V_{eff2,Rd}$	283,02	[kN]	0,28

Flessione e taglio delle squadrette

z_b	50,50	[mm]
-------	--------------	------

ok!

Collegamento di estremità – trave IPE 360 su flangia pilastro HE 300 B

Il collegamento tra la trave IPE 360 secondaria e la flangia del pilastro HE 300 B è realizzato con n.2 squadrette L80x80-8 di altezza 220 mm e n.3 bulloni M14 classe 8.8 per ciascun lato

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 79 di 122

della L. Il taglio sollecitante di progetto del collegamento è la massima sollecitazione risultante dalla combinazione di carico allo SLU non sismico ($V_{Ed}=158$ kN).

Controllo delle distanze dai bordi e spaziature tra i bulloni:

$$e_1 = 30 \text{ mm} \geq e_{1,\min} = 1.2d_0 = 1.2 \cdot 15 = 18$$

$$e_2 = 35 \text{ mm} \geq e_{2,\min} = 1.2d_0 = 1.2 \cdot 15 = 18$$

$$p_1 = 80 \text{ mm} \geq p_{1,\min} = 2.2d_0 = 2.2 \cdot 15 = 33$$

Verifiche Bulloni

	$F_{M,\text{hor,Ed}}$	53,48	[kN]	
	$F_{M,\text{ver,Ed}}$	0	[kN]	
	$F_{V,\text{ver,Ed}}$	52,33333333	[kN]	
Resistenza a taglio singolo bullone	$F_{V,Ed}$	37,41	[kN]	D/C Taglio bullone lato secondaria
	$F_{V,Rd}$	44,16	[kN]	0,85
Resistenza a trazione bullone	$F_{t,Ed}$	26,74	[kN]	D/C Trazione bullone lato principale
	$F_{t,Rd}$	66,24	[kN]	0,40
Resistenza a punzonamento squadretta	$B_{p,Rd}$	135,35	[kN]	
Taglio - trazione combinata				D/C Taglio-Trazione bullone lato principale style="background-color: #00FF00; text-align: center;"> 0,88
Resistenza a rifollamento trave secondaria				
	$F_{\text{ver,Ed}}$	52,33	[kN]	Rifollamento ver
	$F_{b,\text{ver,Rd}}$	114,24	[kN]	0,46
	$F_{\text{hor,Ed}}$	53,48	[kN]	Rifollamento COMBINATA
	$F_{b,\text{hor,Rd}}$	104,09	[kN]	0,51 0,47
Resistenza a taglio anima - sezione lorda				
	V_{Ed}	157,00	[kN]	
	$V_{Rd,3}$	685,88	[kN]	0,23
Resistenza a taglio anima - sezione netta				
	V_{Ed}	157,00	[kN]	
	$V_{Rd,4}$	742,89	[kN]	0,21
Resistenza a tranciamento anima				
	A_{nv}	1780,00	[mm ²]	
	A_{nt}	268,00	[mm ²]	
	V_{Ed}	157,00	[kN]	
	$V_{\text{eff1,Rd}}$	456,80	[kN]	0,34
	$V_{\text{eff2,Rd}}$	402,13	[kN]	0,39

Flessione e taglio dell'anima della trave

metodo a	$A_{v,AB}$	328,0	[mm ²]	
	$A_{v,net,AB}$	268,00	[mm ²]	
	$F_{v,Rd,h(AB)}$	63129,79	[N]	
	$A_{v,BC}$	1280,0	[mm ²]	
	$A_{v,net,BC}$	1040,00	[mm ²]	
	$F_{v,Rd,v(BC)}$	244981,27	[N]	
	z^*	45	[mm]	
	h^*	160	[mm]	
	h_T	360	[mm]	
	V_{Ed}	157,00	[kN]	
	$V_{Rd,a}$	434,02	[kN]	0,36
	M_{Ed}	7,07	[kNm]	
	M_{Rd}	11,54	[kNm]	0,61
metodo b	z	45,0	[mm]	
	h	360,0	[mm]	
	$V_{pl,Rd}$	562,2	[kN]	
	W_{el}	172800,0	[mm ³]	
	M_{el}	58422857,1	[Nmm]	
	$V_{Rd,b}$	442,66	[kN]	0,35
	V_{Rd}	434,02	[kN]	0,36

Resistenza a rifollamento squadretta

Lato profilo secondario				
$F_{ver,Ed}$	26,17	[kN]		
$F_{b,ver,Rd}$	76,16	[kN]		0,34
$F_{hor,Ed}$	26,74	[kN]		
$F_{b,hor,Rd}$	88,85	[kN]		0,30
			COMBINATA	0,21

Resistenza a taglio squadretta - sezione lorda

V_{Ed}	78,50	[kN]		
$V_{Rd,3}$	270,51	[kN]		0,29

Resistenza a taglio squadretta - sezione netta

V_{Ed}	78,50	[kN]		
$V_{Rd,4}$	329,78	[kN]		0,24

Resistenza a tranciamento squadretta

A_{nv}	1220,00	[mm ²]		
A_{nt}	220,00	[mm ²]		
V_{Ed}	78,50	[kN]		
$V_{eff1,Rd}$	327,90	[kN]		0,24
$V_{eff2,Rd}$	283,02	[kN]		0,28

Flessione e taglio delle squadrette

z_b	54,50	[mm]
	ok!	

Collegamento di estremità – trave IPE 360 su anima pilastro HE 300 B

Il collegamento tra la trave IPE 360 secondaria e l'anima del pilastro HE 300 B è realizzato con n.2 squadrette L80x80-8 di altezza 220 mm e n.3 bulloni M14 classe 8.8 per ciascun lato

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 81 di 122

della L. Il taglio sollecitante di progetto del collegamento è la massima sollecitazione risultante dalla combinazione di carico allo SLU non sismico ($V_{Ed}=158$ kN).

Controllo delle distanze dai bordi e spaziature tra i bulloni:

$$e_1 = 30 \text{ mm} \geq e_{1,\min} = 1.2d_0 = 1.2 \cdot 15 = 18$$

$$e_2 = 35 \text{ mm} \geq e_{2,\min} = 1.2d_0 = 1.2 \cdot 15 = 18$$

$$p_1 = 80 \text{ mm} \geq p_{1,\min} = 2.2d_0 = 2.2 \cdot 15 = 33$$

Verifiche Bulloni

	$F_{M,\text{hor,Ed}}$	49,87	[kN]	
	$F_{M,\text{ver,Ed}}$	0	[kN]	
	$F_{V,\text{ver,Ed}}$	52,66666667	[kN]	
Resistenza a taglio singolo bullone	$F_{V,Ed}$	36,27	[kN]	D/C Taglio bullone lato secondaria
	$F_{V,Rd}$	44,16	[kN]	0,82
Resistenza a trazione bullone	$F_{t,Ed}$	24,93	[kN]	D/C Trazione bullone lato principale
	$F_{t,Rd}$	66,24	[kN]	0,38
Resistenza a punzonamento squadretta	$B_{p,Rd}$	135,35	[kN]	
Taglio - trazione combinata				D/C Taglio-Trazione bullone lato principale 0,87
Resistenza a rifollamento trave secondaria				
	$F_{\text{ver,Ed}}$	52,67	[kN]	Rifollamento ver
	$F_{b,\text{ver,Rd}}$	114,24	[kN]	0,46
	$F_{\text{hor,Ed}}$	49,87	[kN]	Rifollamento COMBINATA
	$F_{b,\text{hor,Rd}}$	104,09	[kN]	0,48 0,44
Resistenza a taglio anima - sezione lorda				
	V_{Ed}	158,00	[kN]	
	$V_{Rd,3}$	685,88	[kN]	0,23
Resistenza a taglio anima - sezione netta				
	V_{Ed}	158,00	[kN]	
	$V_{Rd,4}$	742,89	[kN]	0,21
Resistenza a tranciamento anima				
	A_{nv}	1780,00	[mm ²]	
	A_{nt}	268,00	[mm ²]	
	V_{Ed}	158,00	[kN]	
	$V_{\text{eff1,Rd}}$	456,80	[kN]	0,35
	$V_{\text{eff2,Rd}}$	402,13	[kN]	0,39

Flessione e taglio dell'anima della trave

metodo a	$A_{v,AB}$	328,0	[mm ²]	
	$A_{v,net,AB}$	268,00	[mm ²]	
	$F_{v,Rd,h(AB)}$	63129,79	[N]	
	$A_{v,BC}$	1280,0	[mm ²]	
	$A_{v,net,BC}$	1040,00	[mm ²]	
	$F_{v,Rd,v(BC)}$	244981,27	[N]	
	z^*	45	[mm]	
	h^*	160	[mm]	
	h_T	360	[mm]	
	V_{Ed}	158,00	[kN]	
	$V_{Rd,a}$	434,02	[kN]	0,36
	M_{Ed}	7,11	[kNm]	
	M_{Rd}	11,54	[kNm]	0,62
metodo b	z	144,5	[mm]	
	h	360,0	[mm]	
	$V_{pl,Rd}$	562,2	[kN]	
	W_{el}	172800,0	[mm ³]	
	M_{el}	58422857,1	[Nmm]	
	$V_{Rd,b}$	404,31	[kN]	0,39
	V_{Rd}	404,31	[kN]	0,39

Resistenza a rifollamento squadretta

Lato profilo secondario				
$F_{ver,Ed}$	26,33	[kN]		
$F_{b,ver,Rd}$	76,16	[kN]		0,35
$F_{hor,Ed}$	24,93	[kN]		
$F_{b,hor,Rd}$	88,85	[kN]		0,28
			COMBINATA	0,20

Resistenza a taglio squadretta - sezione lorda

V_{Ed}	79,00	[kN]		
$V_{Rd,3}$	270,51	[kN]		0,29

Resistenza a taglio squadretta - sezione netta

V_{Ed}	79,00	[kN]		
$V_{Rd,4}$	329,78	[kN]		0,24

Resistenza a tranciamento squadretta

A_{nv}	1220,00	[mm ²]		
A_{nt}	220,00	[mm ²]		
V_{Ed}	79,00	[kN]		
$V_{eff1,Rd}$	327,90	[kN]		0,24
$V_{eff2,Rd}$	283,02	[kN]		0,28

Flessione e taglio delle squadrette

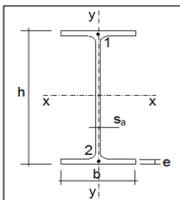
z_b	50,50	[mm]	
	ok!		

IPE 180 e collegamenti relativi

Verifica di resistenza sbalzo esterno di servizio quota +4.30 m

IPE 180

$f_{y,d}$ 338,10
[N/mm²]



h [cm]	b [cm]	sa [cm]	e [cm]	r [cm]
18	9,1	0,53	0,8	0,9
A [cm ²]	lk [cm ⁴]	ly [cm ⁴]	Wx [cm ³]	Wy [cm ³]
23,95	1316,96	100,85	146,33	22,16
ρ_x [cm]	ρ_y [cm]	It [cm ⁴]	Wplx [cm ³]	Wply [cm ³]
7,42	2,05	4,79	166,41	34,60
peso [kg/m]	Av [cm ²]	d [cm]		
18,80	11,25	14,6		

elemento	COMB.	N [KN]	Ty [KN]	Tx [KN]	My [KNm]	Mx [KNm]	Mt [KNm]	σ_{max} [N/mm ²]	σ_1 [N/mm ²]	σ_2 [N/mm ²]	$\tau_{x1=x2}$ [N/mm ²]	$\tau_{y1=y2}$ [N/mm ²]	cid1 [N/mm ²]	cid2 [N/mm ²]		
726	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	-0,01	84,59	-84,59	84,59	-1,99	0,00	84,66	84,66	0,25	ver.
727	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	0,00	84,59	-84,59	84,59	-0,09	0,00	84,59	84,59	0,25	ver.
728	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	0,01	84,59	-84,59	84,59	1,79	0,00	84,65	84,65	0,25	ver.
729	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	-0,01	84,59	-84,59	84,59	-1,89	0,00	84,65	84,65	0,25	ver.
730	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	0,00	84,59	-84,59	84,59	-0,01	0,00	84,59	84,59	0,25	ver.
731	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	0,01	84,59	-84,59	84,59	1,87	0,00	84,65	84,65	0,25	ver.
732	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	-0,01	84,59	-84,59	84,59	-1,87	0,00	84,65	84,65	0,25	ver.
733	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	0,00	84,59	-84,59	84,59	0,00	0,00	84,59	84,59	0,25	ver.
734	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	0,01	84,59	-84,59	84,59	1,87	0,00	84,65	84,65	0,25	ver.
735	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	-0,01	84,59	-84,59	84,59	-1,87	0,00	84,65	84,65	0,25	ver.
736	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	0,00	84,59	-84,59	84,59	-0,01	0,00	84,59	84,59	0,25	ver.
737	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	0,01	84,59	-84,59	84,59	1,87	0,00	84,65	84,65	0,25	ver.
738	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	-0,01	84,59	-84,59	84,59	-1,89	0,00	84,65	84,65	0,25	ver.
739	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	0,00	84,59	-84,59	84,59	-0,01	0,00	84,59	84,59	0,25	ver.
740	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	0,01	84,59	-84,59	84,59	1,87	0,00	84,65	84,65	0,25	ver.
741	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	-0,01	84,59	-84,59	84,59	-1,92	0,00	84,66	84,66	0,25	ver.
742	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	0,00	84,59	-84,59	84,59	-0,06	0,00	84,59	84,59	0,25	ver.
743	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	0,01	84,59	-84,59	84,59	1,82	0,00	84,65	84,65	0,25	ver.
744	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	-0,02	84,59	-84,59	84,59	-3,17	0,00	84,77	84,77	0,25	ver.
745	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	0,00	84,59	-84,59	84,59	0,25	0,00	84,59	84,59	0,25	ver.
746	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	0,02	84,59	-84,59	84,59	3,57	0,00	84,82	84,82	0,25	ver.
747	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	0,01	84,59	-84,59	84,59	1,99	0,00	84,66	84,66	0,25	ver.
748	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	0,00	84,59	-84,59	84,59	0,10	0,00	84,59	84,59	0,25	ver.
749	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	-0,01	84,59	-84,59	84,59	-1,77	0,00	84,65	84,65	0,25	ver.
750	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	0,01	84,59	-84,59	84,59	1,89	0,00	84,65	84,65	0,25	ver.
751	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	0,00	84,59	-84,59	84,59	0,01	0,00	84,59	84,59	0,25	ver.
752	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	-0,01	84,59	-84,59	84,59	-1,85	0,00	84,65	84,65	0,25	ver.
753	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	0,01	84,59	-84,59	84,59	1,87	0,00	84,65	84,65	0,25	ver.
754	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	0,00	84,59	-84,59	84,59	0,00	0,00	84,59	84,59	0,25	ver.
755	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	-0,01	84,59	-84,59	84,59	-1,87	0,00	84,65	84,65	0,25	ver.
756	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	0,01	84,59	-84,59	84,59	1,87	0,00	84,65	84,65	0,25	ver.
757	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	0,00	84,59	-84,59	84,59	0,00	0,00	84,59	84,59	0,25	ver.
758	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	-0,01	84,59	-84,59	84,59	-1,87	0,00	84,65	84,65	0,25	ver.
759	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	0,01	84,59	-84,59	84,59	1,89	0,00	84,65	84,65	0,25	ver.
760	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	0,00	84,59	-84,59	84,59	0,01	0,00	84,59	84,59	0,25	ver.
761	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	-0,01	84,59	-84,59	84,59	-1,87	0,00	84,65	84,65	0,25	ver.
762	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	0,01	84,59	-84,59	84,59	1,57	0,00	84,63	84,63	0,25	ver.
763	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	0,00	84,59	-84,59	84,59	-0,32	0,00	84,59	84,59	0,25	ver.
764	MAXVERT(liv)	0,00	0,00	0,00	0,00	12,38	-0,01	84,59	-84,59	84,59	-2,19	0,00	84,68	84,68	0,25	ver.

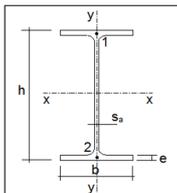
Le travi IPE 180 degli sbalzi prospicienti gli allineamenti perimetrali A ed H (frame dal 726 al 764) risultano essere tutte sollecitate in maniera analoga per la combinazione fondamentale di carico allo stato limite ultimo non sismico, con un rapporto di utilizzo 0.25.

Verifica di resistenza sbalzo esterno di servizio quota+8.50 m

IPe 180

f_{yd} 338,10
[N/mm²]

h [cm]	b [cm]	sa [cm]	e [cm]	r [cm]
18	9,1	0,53	0,8	0,9
A [cm ²]	Ix [cm ⁴]	Iy [cm ⁴]	Wx [cm ³]	Wy [cm ³]
23,95	1316,96	100,85	146,33	22,16
ρ_x [cm]	ρ_y [cm]	It [cm ⁴]	Wplx [cm ³]	Wply [cm ³]
7,42	2,05	4,79	166,41	34,60
peso [kg/m]	Av [cm ²]	d [cm]		
18,80	11,25	14,6		



elemento	COMB.	N [KN]	Ty [KN]	Tx [KN]	My [KNm]	Mx [KNm]	Mt [KNm]	σ_{max} [N/mm ²]	σ_1 [N/mm ²]	σ_2 [N/mm ²]	$\tau_{x1=x2}$ [N/mm ²]	$\tau_{y1=y2}$ [N/mm ²]	cid1 [N/mm ²]	cid2 [N/mm ²]		
2016	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	-0,01	-66,61	-66,61	66,61	-1,49	0,00	66,66	66,66	0,20	ver.
2017	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	0,00	-66,61	-66,61	66,61	-0,18	0,00	66,61	66,61	0,20	ver.
2018	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	0,01	-66,61	-66,61	66,61	1,07	0,00	66,63	66,63	0,20	ver.
2019	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	-0,01	-66,61	-66,61	66,61	-1,07	0,00	66,63	66,63	0,20	ver.
2020	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	0,00	-66,61	-66,61	66,61	-0,02	0,00	66,61	66,61	0,20	ver.
2025	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	0,01	-66,61	-66,61	66,61	1,04	0,00	66,63	66,63	0,20	ver.
2026	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	-0,01	-66,61	-66,61	66,61	-1,22	0,00	66,64	66,64	0,20	ver.
2027	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	0,00	-66,61	-66,61	66,61	-0,01	0,00	66,61	66,61	0,20	ver.
2028	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	0,01	-66,61	-66,61	66,61	1,20	0,00	66,64	66,64	0,20	ver.
2029	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	-0,01	-66,61	-66,61	66,61	-1,22	0,00	66,64	66,64	0,20	ver.
2030	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	0,00	-66,61	-66,61	66,61	0,00	0,00	66,61	66,61	0,20	ver.
2031	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	0,01	-66,61	-66,61	66,61	1,22	0,00	66,64	66,64	0,20	ver.
2032	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	-0,01	-66,61	-66,61	66,61	-1,20	0,00	66,64	66,64	0,20	ver.
2033	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	0,00	-66,61	-66,61	66,61	0,00	0,00	66,61	66,61	0,20	ver.
2034	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	0,01	-66,61	-66,61	66,61	1,22	0,00	66,64	66,64	0,20	ver.
2037	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	-0,01	-66,61	-66,61	66,61	-1,30	0,00	66,64	66,64	0,20	ver.
2038	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	0,00	-66,61	-66,61	66,61	-0,09	0,00	66,61	66,61	0,20	ver.
2039	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	0,01	-66,61	-66,61	66,61	1,14	0,00	66,63	66,63	0,20	ver.
2040	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	-0,01	-66,61	-66,61	66,61	-2,37	0,00	66,73	66,73	0,20	ver.
2041	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	0,00	-66,61	-66,61	66,61	0,32	0,00	66,61	66,61	0,20	ver.
2042	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	0,02	-66,61	-66,61	66,61	2,96	0,00	66,80	66,80	0,20	ver.
2043	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	0,01	-66,61	-66,61	66,61	1,50	0,00	66,66	66,66	0,20	ver.
2044	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	0,00	-66,61	-66,61	66,61	0,20	0,00	66,61	66,61	0,20	ver.
2045	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	-0,01	-66,61	-66,61	66,61	-1,05	0,00	66,63	66,63	0,20	ver.
2046	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	0,01	-66,61	-66,61	66,61	1,07	0,00	66,63	66,63	0,20	ver.
2047	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	0,00	-66,61	-66,61	66,61	0,02	0,00	66,61	66,61	0,20	ver.
2048	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	-0,01	-66,61	-66,61	66,61	-1,04	0,00	66,63	66,63	0,20	ver.
2049	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	0,01	-66,61	-66,61	66,61	1,05	0,00	66,63	66,63	0,20	ver.
2050	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	0,00	-66,61	-66,61	66,61	0,00	0,00	66,61	66,61	0,20	ver.
2051	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	-0,01	-66,61	-66,61	66,61	-1,05	0,00	66,63	66,63	0,20	ver.
2052	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	0,01	-66,61	-66,61	66,61	1,05	0,00	66,63	66,63	0,20	ver.
2053	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	0,00	-66,61	-66,61	66,61	0,00	0,00	66,61	66,61	0,20	ver.
2054	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	-0,01	-66,61	-66,61	66,61	-1,05	0,00	66,63	66,63	0,20	ver.
2055	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	0,01	-66,61	-66,61	66,61	1,04	0,00	66,63	66,63	0,20	ver.
2056	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	0,00	-66,61	-66,61	66,61	-0,01	0,00	66,61	66,61	0,20	ver.
2057	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	-0,01	-66,61	-66,61	66,61	-1,05	0,00	66,63	66,63	0,20	ver.
2058	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	0,00	-66,61	-66,61	66,61	0,65	0,00	66,62	66,62	0,20	ver.
2059	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	0,00	-66,61	-66,61	66,61	-0,40	0,00	66,61	66,61	0,20	ver.
2060	AVVERT(snc)	0,00	0,00	0,00	0,00	9,75	-0,01	-66,61	-66,61	66,61	-1,44	0,00	66,65	66,65	0,20	ver.

Come accaduto per lo sbalzo esterno di quota +4.30 m, anche a quota +8.50 m le travi IPE 180 degli sbalzi prospicienti gli allineamenti perimetrali A ed H (frame dal 2016 al 2020 e dal 2025 al 2060) risultano essere tutte sollecitate in maniera analoga per la combinazione fondamentale di carico allo stato limite ultimo non sismico, con un rapporto di utilizzo 0.20.

Collegamento di estremità – trave IPE 180 su trave IPE 360

Il collegamento tra la trave IPE 180 dello sbalzo e le travi IPE 360 degli allineamenti 1 e 8 è realizzato con n.2 squadrette L70x70-7 mm di altezza 132 mm e n.3 bulloni M14 classe 8.8 per ciascun lato della L. Per permettere il collegamento la IPE 360 è mortesata superiormente. Il taglio sollecitante di progetto del collegamento è la massima sollecitazione risultante dalla combinazione di carico allo SLU non sismico ($V_{Ed}=43$ kN).

Tutti le unioni sono ad attrito resistenti allo stato limite di servizio, calcolati con coefficiente di attrito $\mu=0.5$ (categoria di trattamento superficiale tipo A – superfici sabbiolate meccanicamente esenti da incrostazioni di ruggine e da vaiolature).

Controllo delle distanze dai bordi e spaziature tra i bulloni:

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 85 di 122

$$e_1 = 21 \text{ mm} \geq e_{1,\min} = 1.2d_0 = 1.2 \cdot 15 = 18$$

$$e_2 = 30 \text{ mm} \geq e_{2,\min} = 1.2d_0 = 1.2 \cdot 15 = 18$$

$$p_1 = 45 \text{ mm} \geq p_{1,\min} = 2.2d_0 = 2.2 \cdot 15 = 33$$

Verifiche Bulloni

	$F_{M,\text{hor,Ed}}$	21,02	[kN]	
	$F_{M,\text{ver,Ed}}$	0	[kN]	
	$F_{V,\text{ver,Ed}}$	14,33333333	[kN]	
Resistenza a taglio singolo bullone	$F_{V,\text{Ed}}$	12,72	[kN]	D/C Taglio bullone lato secondaria
	$F_{V,\text{Rd}}$	44,16	[kN]	0,29
Resistenza a trazione bullone	$F_{t,\text{Ed}}$	10,51	[kN]	D/C Trazione bullone lato principale
	$F_{t,\text{Rd}}$	66,24	[kN]	0,16
Resistenza a punzonamento squadretta	$B_{p,\text{Rd}}$	118,44	[kN]	
Taglio - trazione combinata				D/C Taglio-Trazione bullone lato principale 0,28

Resistenza a rifollamento trave secondaria

	$F_{\text{ver,Ed}}$	14,33	[kN]	Rifollamento ver
	$F_{b,\text{ver,Rd}}$	35,57	[kN]	0,40
	$F_{\text{hor,Ed}}$	21,02	[kN]	Rifollamento COMBINATA
	$F_{b,\text{hor,Rd}}$	57,47	[kN]	0,37 0,30

Resistenza a taglio anima - sezione lorda

	V_{Ed}	43,00	[kN]	
	$V_{\text{Rd,3}}$	171,16	[kN]	0,25

Resistenza a taglio anima - sezione netta

	V_{Ed}	43,00	[kN]	
	$V_{\text{Rd,4}}$	150,37	[kN]	0,29

Resistenza a tranciamento anima (block tearing)

	A_{nV}	390,35	[mm ²]	
	A_{nT}	161,65	[mm ²]	
	V_{Ed}	43,00	[kN]	
	$V_{\text{eff1,Rd}}$	142,15	[kN]	0,30
	$V_{\text{eff2,Rd}}$	109,17	[kN]	0,39

Flessione e taglio dell'anima della trave

metodo a	$A_{v,AB}$	201,4	[mm ²]	
	$A_{v,net,AB}$	161,65	[mm ²]	
	$F_{v,Rd,h(AB)}$	38078,10	[N]	
	$A_{v,BC}$	477,0	[mm ²]	
	$A_{v,net,BC}$	318,00	[mm ²]	
	$F_{v,Rd,v(BC)}$	74907,73	[N]	
	z^*	40	[mm]	
	h^*	90	[mm]	
	h_T	149,3	[mm]	
	V_{Ed}	43,00	[kN]	
	$V_{Rd,a}$	97,85	[kN]	0,44
	M_{Ed}	1,72	[kNm]	
	M_{Rd}	2,42	[kNm]	0,71
metodo b	z	41,0	[mm]	
	h	149,3	[mm]	
	$V_{pl,Rd}$	154,5	[kN]	
	W_{el}	19689,9	[mm ³]	
	M_{el}	6657072,5	[Nmm]	
	$V_{Rd,b}$	121,62	[kN]	0,35
	V_{Rd}	97,85	[kN]	0,44

Resistenza a rifollamento squadretta

Lato profilo secondario				
$F_{ver,Ed}$	7,17	[kN]		
$F_{b,ver,Rd}$	46,65	[kN]	0,15	
$F_{hor,Ed}$	10,51	[kN]		COMBINATA
$F_{b,hor,Rd}$	59,18	[kN]	0,18	0,06

Resistenza a taglio squadretta - sezione lorda

V_{Ed}	21,50	[kN]	
$V_{Rd,3}$	142,02	[kN]	0,15

Resistenza a taglio squadretta - sezione netta

V_{Ed}	21,50	[kN]	
$V_{Rd,4}$	143,46	[kN]	0,15

Resistenza a tranciamento squadretta

A_{nv}	514,50	[mm ²]	514,50
A_{nt}	157,50	[mm ²]	
V_{Ed}	21,50	[kN]	
$V_{eff1,Rd}$	164,69	[kN]	0,13
$V_{eff2,Rd}$	132,56	[kN]	0,16

Flessione e taglio delle squadrette

z_b	44,00	[mm]
	ok!	

Collegamento di estremità – trave IPE 180 su trave di chiusura sbalzo UPN 280

Il collegamento tra la trave IPE 180 e le travi UPN 280, entrambe degli sbalzi, è realizzato con n.2 squadrette L80x80-8 mm di altezza 140 mm e n.3 bulloni M14 classe 8.8 per ciascun lato

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 87 di 122

della L. Il taglio sollecitante di progetto del collegamento è la massima sollecitazione risultante dalla combinazione di carico allo SLU non sismico ($V_{Ed}=43$ kN).

Controllo delle distanze dai bordi e spaziature tra i bulloni:

$$e_1 = 25 \text{ mm} \geq e_{1,\min} = 1.2d_0 = 1.2 \cdot 15 = 18$$

$$e_2 = 35 \text{ mm} \geq e_{2,\min} = 1.2d_0 = 1.2 \cdot 15 = 18$$

$$p_1 = 45 \text{ mm} \geq p_{1,\min} = 2.2d_0 = 2.2 \cdot 15 = 33$$

Verifiche Bulloni

	$F_{M,\text{hor,Ed}}$	23,89	[kN]	
	$F_{M,\text{ver,Ed}}$	0	[kN]	
	$F_{V,\text{ver,Ed}}$	14,33333333	[kN]	
Resistenza a taglio singolo bullone	$F_{V,Ed}$	13,93	[kN]	D/C Taglio bullone lato secondaria
	$F_{V,Rd}$	44,16	[kN]	0,32
Resistenza a trazione bullone	$F_{t,Ed}$	11,94	[kN]	D/C Trazione bullone lato principale
	$F_{t,Rd}$	66,24	[kN]	0,18
Resistenza a punzonamento squadretta	$B_{p,Rd}$	135,35	[kN]	
Taglio - trazione combinata				0,29
Resistenza a rifollamento trave secondaria				
	$F_{\text{ver,Ed}}$	14,33	[kN]	Rifollamento ver
	$F_{b,\text{ver,Rd}}$	56,76	[kN]	0,25
	$F_{\text{hor,Ed}}$	23,89	[kN]	Rifollamento COMBINATA
	$F_{b,\text{hor,Rd}}$	72,32	[kN]	0,33 0,17
Resistenza a taglio anima - sezione lorda				
	V_{Ed}	43,00	[kN]	
	$V_{Rd,3}$	219,62	[kN]	0,20
Resistenza a taglio anima - sezione netta				
	V_{Ed}	43,00	[kN]	
	$V_{Rd,4}$	208,85	[kN]	0,21
Resistenza a tranciamento anima				
	A_{nv}	516,75	[mm ²]	
	A_{nt}	188,15	[mm ²]	
	V_{Ed}	43,00	[kN]	
	$V_{\text{eff1,Rd}}$	177,63	[kN]	0,24
	$V_{\text{eff2,Rd}}$	139,25	[kN]	0,31

Flessione e taglio dell'anima della trave

metodo a	$A_{v,AB}$	227,9	[mm ²]	
	$A_{v,net,AB}$	188,15	[mm ²]	
	$F_{v,Rd,h(AB)}$	44320,41	[N]	
	$A_{v,BC}$	477,0	[mm ²]	
	$A_{v,net,BC}$	318,00	[mm ²]	
	$F_{v,Rd,v(BC)}$	74907,73	[N]	
	z^*	45	[mm]	
	h^*	90	[mm]	
	h_T	180	[mm]	
	V_{Ed}	43,00	[kN]	
	$V_{Rd,a}$	117,96	[kN]	0,36
	M_{Ed}	1,94	[kNm]	
	M_{Rd}	2,42	[kNm]	0,80
metodo b	z	45,0	[mm]	
	h	180,0	[mm]	
	$V_{pl,Rd}$	186,2	[kN]	
	W_{el}	28620,0	[mm ³]	
	M_{el}	9676285,7	[Nmm]	
	$V_{Rd,b}$	146,63	[kN]	0,29
	V_{Rd}	117,96	[kN]	0,36

Resistenza a rifollamento squadretta

Lato profilo secondario				
$F_{ver,Ed}$	7,17	[kN]		
$F_{b,ver,Rd}$	63,47	[kN]		0,11
$F_{hor,Ed}$	11,94	[kN]		
$F_{b,hor,Rd}$	88,85	[kN]		0,13
			COMBINATA	0,03

Resistenza a taglio squadretta - sezione lorda

V_{Ed}	21,50	[kN]	
$V_{Rd,3}$	172,14	[kN]	0,12

Resistenza a taglio squadretta - sezione netta

V_{Ed}	21,50	[kN]	
$V_{Rd,4}$	179,02	[kN]	0,12

Resistenza a tranciamento squadretta

A_{nv}	620,00	[mm ²]	
A_{nt}	220,00	[mm ²]	
V_{Ed}	21,50	[kN]	
$V_{eff1,Rd}$	210,78	[kN]	0,10
$V_{eff2,Rd}$	165,90	[kN]	0,13

Flessione e taglio delle squadrette

z_b	50,00	[mm]
	ok!	

UPN 280 e collegamenti relativi

Verifica di resistenza sbalzo esterno di servizio quota +4.30 m

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 90 di 122

risultante dalla combinazione di carico allo SLU non sismico ($V_{Ed}=58$ kN).

Tutti le unioni sono ad attrito resistenti allo stato limite di servizio, calcolati con coefficiente di attrito $\mu=0.5$ (categoria di trattamento superficiale tipo A – superfici sabbiare meccanicamente esenti da incrostazioni di ruggine e da vaiolature).

Controllo delle distanze dai bordi e spaziature tra i bulloni:

$$e_1 = 30 \text{ mm} \geq e_{1,\min} = 1.2d_0 = 1.2 \cdot 17 = 20.4$$

$$e_2 = 35 \text{ mm} \geq e_{2,\min} = 1.2d_0 = 1.2 \cdot 17 = 20.4$$

$$p_1 = 75 \text{ mm} \geq p_{1,\min} = 2.2d_0 = 2.2 \cdot 17 = 37.4$$

Verifiche Bulloni

	$F_{M,\text{hor},Ed}$	27,18	[kN]	
	$F_{M,\text{ver},Ed}$	0	[kN]	
	$F_{V,\text{ver},Ed}$	19,33	[kN]	
	$F_{V,Ed}$	33,36	[kN]	D/C Taglio bullone lato secondaria
Resistenza a taglio singolo bullone	$F_{V,Rd}$	60,29	[kN]	0,55
	$F_{t,Ed}$	27,18	[kN]	D/C Trazione bullone lato principale
Resistenza a trazione bullone	$F_{t,Rd}$	90,43	[kN]	0,30
Resistenza a punzonamento squadretta	$B_{p,Rd}$	147,66	[kN]	
Taglio - trazione combinata				0,54

Resistenza a rifollamento trave secondaria

	$F_{\text{ver},Ed}$	19,33	[kN]	Rifollamento Rifollamento ver
	$F_{b,\text{ver},Rd}$	110,88	[kN]	0,17
	$F_{\text{hor},Ed}$	27,18	[kN]	Rifollamento COMBINATA
	$F_{b,\text{hor},Rd}$	137,60	[kN]	0,20 0,07

Resistenza a taglio anima - sezione lorda

	V_{Ed}	58,00	[kN]	
	$V_{Rd,3}$	499,32	[kN]	0,12

Resistenza a taglio anima - sezione netta

	V_{Ed}	58,00	[kN]	
	$V_{Rd,4}$	506,45	[kN]	0,11

Resistenza a tranciamento anima

	A_{nv}	1421,50	[mm ²]	
	A_{nt}	345,00	[mm ²]	
	V_{Ed}	58,00	[kN]	
	$V_{\text{eff}1,Rd}$	418,24	[kN]	0,14
	$V_{\text{eff}2,Rd}$	347,86	[kN]	0,17

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 91 di 122

Flessione e taglio dell'anima della trave

metodo a	$A_{v,AB}$	344,0	[mm ²]	
	$A_{v,net,AB}$	276,00	[mm ²]	
	$F_{v,Rd,h(AB)}$	65014,26	[N]	
	$A_{v,BC}$	1200,0	[mm ²]	
	$A_{v,net,BC}$	928,00	[mm ²]	
	$F_{v,Rd,v(BC)}$	218598,67	[N]	
	z^*	45	[mm]	
	h^*	150	[mm]	
	h_T	249,3	[mm]	
	V_{Ed}	58,00	[kN]	
	$V_{Rd,a}$	286,07	[kN]	0,20
	M_{Ed}	2,61	[kNm]	
	M_{Rd}	12,68	[kNm]	0,21
metodo b	z	81,0	[mm]	
	h	249,3	[mm]	
	$V_{pl,Rd}$	389,3	[kN]	
	W_{el}	82867,3	[mm ³]	
	M_{el}	28017046,3	[Nmm]	
	$V_{Rd,b}$	306,54	[kN]	0,19
	V_{Rd}	286,07	[kN]	0,20

Resistenza a rifollamento squadretta

Lato profilo secondario				
	$F_{ver,Ed}$	19,33	[kN]	
	$F_{b,ver,Rd}$	76,80	[kN]	0,25
	$F_{hor,Ed}$	27,18	[kN]	
	$F_{b,hor,Rd}$	89,60	[kN]	0,30
				0,16

COMBINATA

Resistenza a taglio squadretta - sezione lorda

	V_{Ed}	58,00	[kN]	
	$V_{Rd,3}$	258,22	[kN]	0,22

Resistenza a taglio squadretta - sezione netta

	V_{Ed}	58,00	[kN]	
	$V_{Rd,4}$	299,63	[kN]	0,19

Resistenza a tranciamento squadretta

	A_{nv}	1100,00	[mm ²]	
	A_{nt}	212,00	[mm ²]	
	V_{Ed}	58,00	[kN]	
	$V_{eff1,Rd}$	301,22	[kN]	0,19
	$V_{eff2,Rd}$	257,97	[kN]	0,22

Flessione e taglio delle squadrette

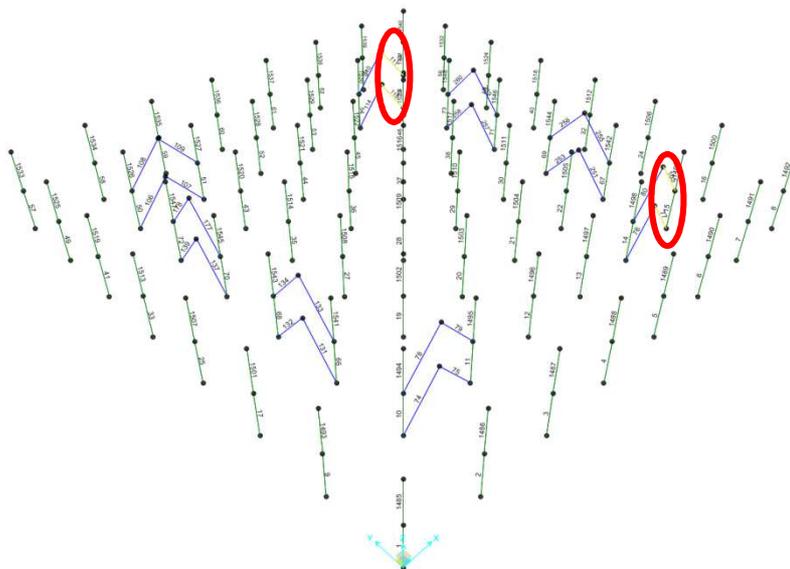
z_b	70,30	[mm]
-------	--------------	------

ok!

5.4.4 Verifiche controventi

In questa sezione si riportano le verifiche di resistenza e stabilità relative ai controventi a V

rovescia maggiormente sollecitati della prima e seconda elevazione; le verifiche sono condotte allo SLU, sia sismico, che non. Si fa osservare che il dimensionamento dei controventi è legato alla necessità di garantire una rigidezza elevata della sovrastruttura isolata e conseguentemente un elevato rapporto di isolamento. Gli elementi evidenziati nella figura che segue sono risultati essere i più sollecitati.



Per la valutazione della capacità resistente della sezione è stato utilizzato il metodo elastico, in analogia a quanto fatto per i pilastri assumendo un comportamento elastico lineare del materiale, sino al raggiungimento della condizione di snervamento.

Anche le verifiche di stabilità sono condotte in analogia a quanto fatto per i pilastri (metodo A richiamato dalla Circolare n.617 al punto C4.2.4.1.3.3.1).

Diagonali $\phi 193/16$ e collegamenti relativi

Verifica di resistenza controventi

	id	338,10
	[N/mm ²]	

D [cm]	t [cm]	peso [kg/m]
19,3	1,6	69,84
A [cm ²]	I _x [cm ⁴]	$\rho \times$ [cm]
88,97	3512,64	6,28
Slx* [cm ³]	W _x [cm ³]	Ω [cm ²]
251,31	364,00	246,06

D/t \leq 90 ϵ ²
ok

elemento	COMB.	N [KN]	Ty [KN]	Tx [KN]	My [KNm]	Mx [KNm]	Mt [KNm]	Tris [KN]	Mns [KNm]	$\sigma d1$ [N/mm ²]	$\sigma d2$ [N/mm ²]	$\sigma d3$ [N/mm ²]	σmax [N/mm ²]	σmin [N/mm ²]	σmed [N/mm ²]	σmax [N/mm]	σmin [N/mm]		
77	W_V+ Xdef	-444,3	0,0	0,0	0,0	2,5	0,0	0,00	2,50	43,08	49,94	56,80	-43,08	-56,80	-49,94	0,00	0,00	0,17	ver.
77	W_V+ Xp	-447,8	0,0	0,0	0,0	2,5	0,0	0,00	2,50	43,48	50,33	57,19	-43,48	-57,19	-50,33	0,00	0,00	0,17	ver.
105	W_V+ Xdef	-438,0	0,0	0,0	0,0	2,4	0,0	0,00	2,44	42,54	49,23	55,93	-42,54	-55,93	-49,23	0,00	0,00	0,17	ver.
111	W_V+ Xdef	-444,0	0,0	0,0	0,0	2,4	0,0	0,00	2,44	43,20	49,90	56,60	-43,20	-56,60	-49,90	0,00	0,00	0,17	ver.
111	W_V+ Xp	-438,6	0,0	0,0	0,0	2,4	0,0	0,00	2,44	42,60	49,29	55,99	-42,60	-55,99	-49,29	0,00	0,00	0,17	ver.
115	W_V+ Xdef	-448,0	0,0	0,0	0,0	2,5	0,0	0,00	2,50	43,50	50,36	57,22	-43,50	-57,22	-50,36	0,00	0,00	0,17	ver.
115	W_V+ Xp	-451,5	0,0	0,0	0,0	2,5	0,0	0,00	2,50	43,89	50,75	57,61	-43,89	-57,61	-50,75	0,00	0,00	0,17	ver.

Gli elementi più sollecitato sono i frame 77, 105, 111 e 115 per la combinazione fondamentale di

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 93 di 122

carico allo stato limite ultimo non sismico con azione prevalente del vento, con un rapporto di utilizzo 0.17.

Verifica di stabilità controventi

CV	N _{ed} [kN]	M _{yeq,Ed} [kNm]	M _{zeq,Ed} [kNm]	N _{cr,y} [kN]	N _{cr,z} [kN]	λ _y	Φ _y	χ _y	λ _z	Φ _z	χ _z	check
115	452	2	0	2217	2217	1.193	1.317	0.534	1.193	1.317	0.534	0.307

Collegamento di estremità diagonale

In questa sezione si riporta la verifica del collegamento di estremità del diagonale realizzato con un piatto circolare (φ244 mm, spessore 30 mm) di chiusura saldato a completo ripristino sul tubolare e piastra (224x240 mm) di analogo spessore saldata, sempre a completo ripristino, sul tappo (Figura 30). Il collegamento è realizzato tramite n.9 bulloni M20 8.8 assumendo come sollecitazione la resistenza all'instabilità del diagonale (N_{b,Rd}=1632 kN) per garantire la sovreresistenza.

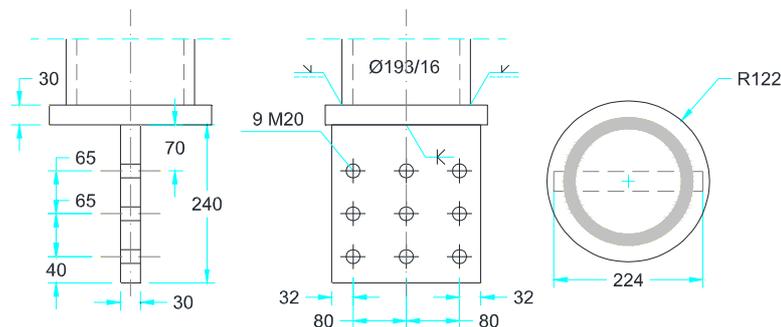


Figura 30 Collegamento d'estremità diagonale φ193/16

Controllo delle distanze dai bordi e spaziature tra i bulloni:

$$e_1 = 40 \text{ mm} \geq e_{1,\min} = 1.2d_0 = 1.2 \cdot 21 = 25.2$$

$$e_2 = 32 \text{ mm} \geq e_{2,\min} = 1.2d_0 = 1.2 \cdot 21 = 25.2$$

$$p_1 = 65 \text{ mm} \geq p_{1,\min} = 2.2d_0 = 2.2 \cdot 21 = 46.2$$

$$p_2 = 65 \text{ mm} \geq p_{2,\min} = 2.4d_0 = 2.4 \cdot 21 = 50.4$$

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 94 di 122

Resistenza a rifollamento piastra

F_{ver,Ed}	181,38	[kN]	Rifollamento ver
F_{b,ver,Rd}	388,57	[kN]	0,47

Resistenza a taglio singolo bullone

F_{ver,Ed}	90,69	[kN]	
F_{v,Rd}	94,08	[kN]	0,96

Resistenza a trazione piastra - sezione lorda

N_{Ed}	1632,42	[kN]	
N_{Rd,3}	2272,00	[kN]	0,72

Resistenza a trazione piastra - sezione netta

N_{Ed}	1632,42	[kN]	
N_{Rd,4}	1773,58	[kN]	0,92

Resistenza a tranciamento anima

caso a) carico centrato

A_{nv}	7050,00	[mm ²]	
A_{nt}	3540,00	[mm ²]	
V_{Ed}	1632,42	[kN]	
V_{eff1,Rd}	2820,48	[kN]	0,58

Pioli trave superiore HE 400 A

Al fine di garantire la trasmissione delle forze di piano dalla soletta ai controventi sono stati inseriti n. 25 pioli saldati $\phi 16/265$ mm su ciascuna trave HE 400 A appartenente alla specchiatura di telaio con controventi, sia a quota +4.30 m, che in copertura. Si riporta la verifica nella condizione più gravosa (sisma allo SLV) in cui la forza da trasmettere è pari a 219 kN per ciascuna trave.

Verifica di resistenza

La resistenza a taglio del piolo è la minima tra:

$$P_{Rd,a} = 0.8 \cdot f_t (\pi d^2 / 4) / \gamma_v$$

$$P_{Rd,c} = 0.29 \alpha d^2 (f_{ck} E_c)^{0.5} / \gamma_v$$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd,a}; P_{Rd,c}) = 46 \text{ kN}$$

Coefficienti riduttivi per posa in soletta con lamiera grecata:

$$k_t = 0.6 \cdot b_0 \cdot (h_{sc} - h_p) / h_p^2 = 0.19 \text{ greche parallele asse trave}$$

$$k_t = 0.7 \cdot b_0 \cdot (h_{sc} - h_p) / (n_r^{0.5} h_p^2) = 0.22 \text{ greche ortogonali asse trave}$$

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 95 di 122

La resistenza di calcolo a taglio data dai connettori è pari a 221 kN > 219 kN.

5.4.5 Prestazioni isolatori e giunti

Isolatori elastomerici (DISPOSITIVI TIPO 1)

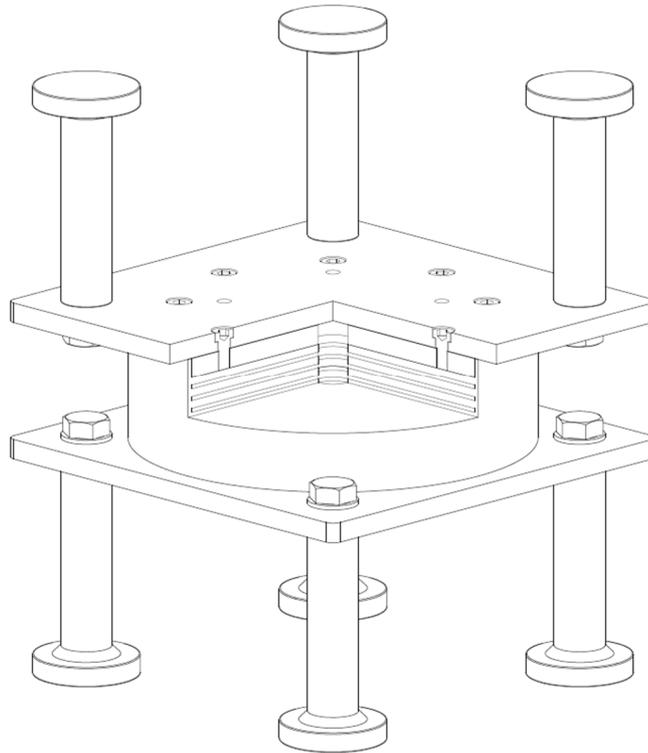


Figura 31: isolatore elastomerico

Gli isolatori elastomerici in gomma ad alto smorzamento dovranno rispettare le seguenti prestazioni e prescrizioni:

Modulo di taglio della gomma $G_{eq} = 0.4 \text{ N/mm}^2$ (a def. di taglio $\gamma = 100\%$)

Smorzamento equivalente $\xi_{eq} = 10\%$ (a def. di taglio $\gamma = 100\%$)

Diametro $D = 600 \text{ mm}$

Spessore effettivo totale di gomma $t_e = 182 \text{ mm}$

Spostamento massimo orizzontale = 350 mm

Azione verticale massima in condizioni sismiche (spostamento massimo) $N_s = 1100 \text{ kN}$

Azione verticale massima allo SLU (statiche) $N_d = 2100 \text{ kN}$

La qualificazione e l'accettazione verranno eseguite secondo le norme EN15129, EN1337 e NTC 2018

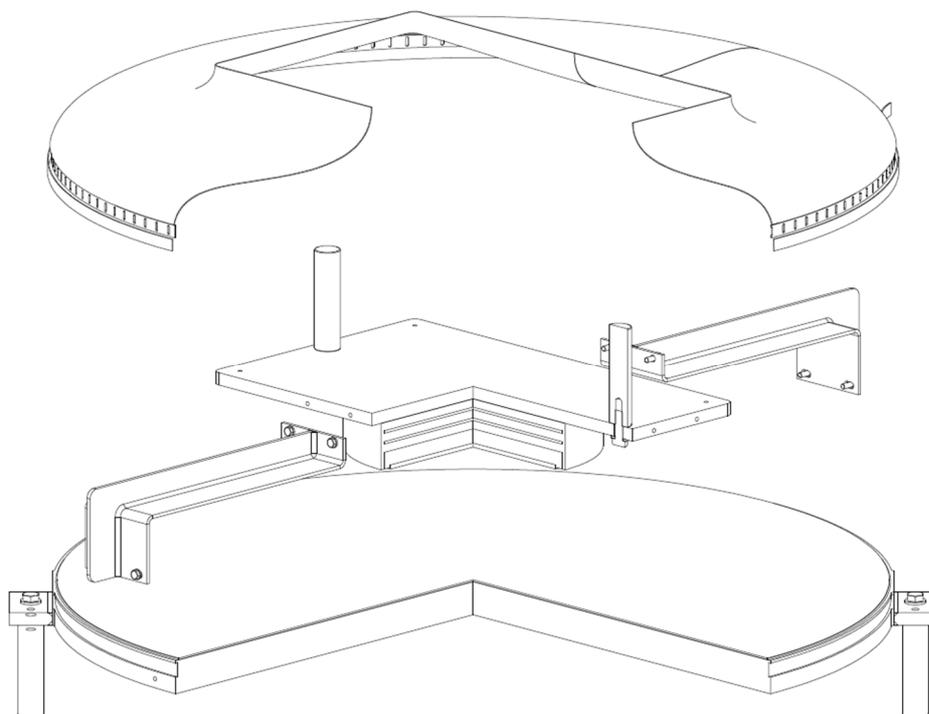
Appoggio scorrevole orizzontale multidirezionale

Figura 32: appoggio scorrevole multidirezionale

Gli appoggi scorrevoli orizzontali multidirezionali con elemento in PTFE su piastra in acciaio inox dovranno rispettare le seguenti prestazioni e prescrizioni:

Coefficiente di attrito dinamico $<1\%$

Coefficiente di attrito statico $<2\%$

Spostamento massimo orizzontale = 400 mm

Azione verticale massima in condizioni sismiche $N_s = 1700$ kN

Azione verticale massima allo SLU (statiche) $N_d = 2400$ kN

Azione verticale massima in condizioni sismiche $N_s = 1100$ kN

La qualificazione e l'accettazione verranno eseguite secondo le norme EN1337 e NTC 2018. È richiesta inoltre la prova di tipo E-seismic (EN15129:2018-8.3.4.1.5) su 4 dispositivi di appoggio

Giunti tipo 1 (ad alte prestazioni)

Il giunto ad alte prestazioni è un dispositivo capace di garantire la planarità della superficie durante il terremoto, agevolando quindi l'evacuazione anche durante l'evento sismico. Per questo è prevista l'installazione di quest'ultimo nelle zone di accesso all'edificio. Esso è composto da una

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 97 di 122

piastra collegata a un binario scorrevole sul lato dell'edificio, che assorbe gli spostamenti trasversali del giunto, e appoggiata al muro di sostegno lato monte; da questo lato sono presenti anche gli inserti in gomma speciali capaci di assorbire gli spostamenti longitudinali del giunto. Il giunto ad alte prestazioni è capace di assorbire l'intero spostamento di progetto ($\pm 350\text{mm}$ in tutte le direzioni) senza perdere la sua funzionalità e senza danneggiarsi. L'utilizzo di questa tipologia di giunto è necessaria anche per l'accesso all'ascensore a quota $- 5.35\text{m}$, con binario montato dal lato della struttura appesa. Le prestazioni richieste sono le seguenti:

spostamento max ammissibile 400 mm senza danneggiamento

mantenimento della planarità del giunto anche durante l'evento sismico

Giunti tipo 2 (standard)

È composto da una piastra metallica incernierata all'edificio e appoggiata sul muro di sostegno di monte. La superficie di scorrimento è protetta da elementi in gomma semplici, capaci di assorbire senza danneggiamento uno spostamento sismico contenuto, associato a terremoti frequenti. Le prestazioni richieste sono le seguenti

Spostamento max ammissibile 400mm (con rottura degli inserti in gomma)

Spostamento max ammissibile senza danneggiamento 90 mm

6 PIASTRA ORTOTROPA STRADA DI MONTE

6.1 Descrizione dell'elemento strutturale

Il presente paragrafo riporta i calcoli strutturali relativi all'orizzontamento metallico di chiusura del vano di spinta, previsto per la prova di carico e localizzato sul lato a monte, all'interno del muro di sostegno adiacente al corpo principale.

La struttura è costituita da una piastra ortotropa metallica carrabile e la parte superiore è completata dalla pavimentazione stradale che si collega con continuità alla strada che corre parallelamente all'edificio.

La struttura presenta dimensioni 5.5x7.2m ed è realizzata in acciaio corten. Le travi principali hanno profilo aperto, presentano un interasse di 1900mm e corrono in direzione parallela alla strada. I traversi sono disposti ortogonalmente con passo di 600mm e hanno sezione trapezia. Il graticcio è completato da una lastra superiore continua.

L'impalcato deve sostenere il traffico veicolare ed è stato dimensionato con riferimento ai criteri previsti per i ponti, riportati al capitolo 5 delle norme tecniche sulle costruzioni.

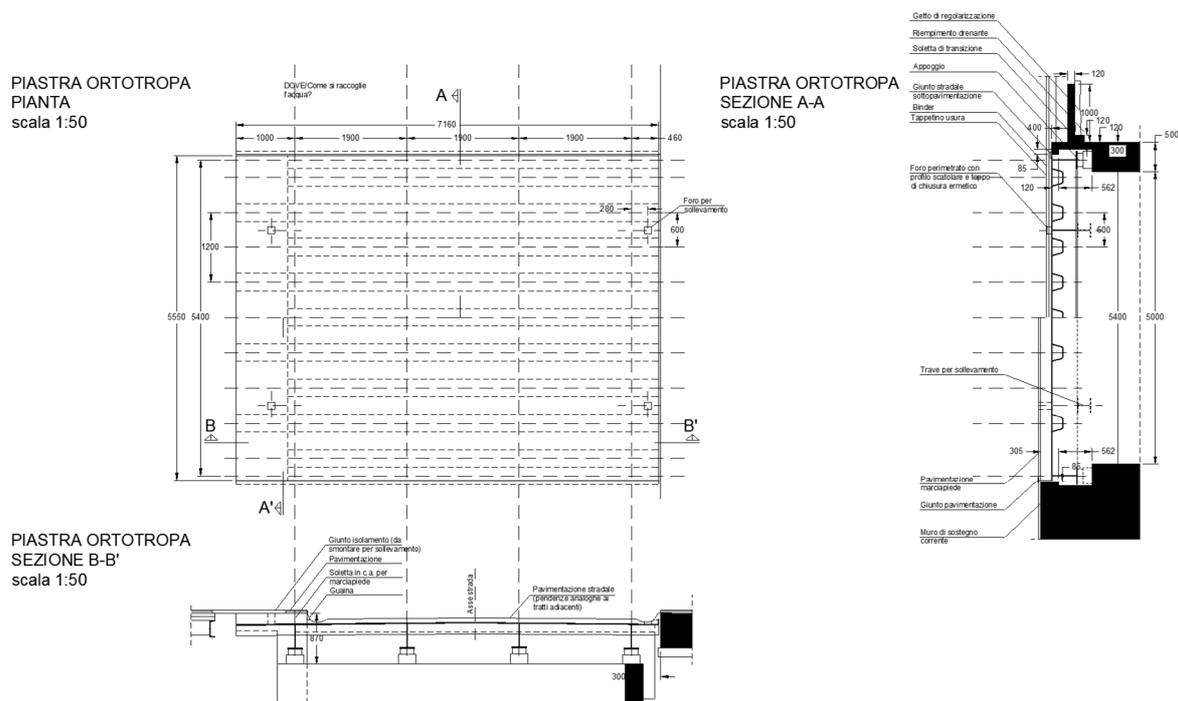


Figura 33 Impalcato a trave ortotropa di chiusura del vano di spinta

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 99 di 122

6.2 Azioni di progetto

Si riportano i dettagli relativi alla determinazione delle azioni di progetto per l'elemento strutturale in esame. Si rinvia alla parte generale della relazione strutturale per quanto non riportato nel presente paragrafo.

G1 – peso proprio delle strutture

In particolare per i materiali si assumono i seguenti valori caratteristici dei pesi specifici:

peso specifico del calcestruzzo armato: 25,0 kN/m³

peso specifico dell'acciaio: 78,5 kN/m³

G2 – carichi portati

Pavimentazione stradale (max 10cm)+impermeabilizzazione 2.42 kN/m

Marciapiede lato valle 4.50 kN/m

ε3 – Deformazioni termiche

Si assumono come massimi e minimi di temperatura dell'aria all'ombra, con riferimento ad un periodo di ritorno di 50 anni, i seguenti valori (DM 2018-3.5.1)

$$T_{max} = 40^{\circ}\text{C}$$

$$T_{min} = -13^{\circ}\text{C}$$

I valori di progetti sono riferiti alla vita nominale di 50 anni

Le temperature massime e minime sull'impalcato sono valutate in base alle indicazioni dell'EC1-1-5, 6.1.3 in funzione della temperatura dell'aria sono riportate in figura. In corrispondenza dei valori minimi e massimi della temperatura dell'aria si ottengono i seguenti valori

$$T_{e,max} = + 56^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,min} = - 13^{\circ}\text{C}$$

Al fine di definire le massime variazioni termiche che possono interessare il ponte è necessario individuare la temperatura dell'aria al momento dell'assemblaggio (EC.1-5,App.A). Si assume che la struttura possa essere assemblata in condizioni estreme con temperatura dell'aria

media durante le operazioni di connessione compresa tra i seguenti valori

$$T_{0,max} = 40^{\circ}\text{C}$$

$$T_{0,min} = 0^{\circ}\text{C}$$

alle quali corrispondono i seguenti valori massimi di escursione termica dei componenti durante la vita della struttura

$$\Delta t = 56 - 0 = 56^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta t = 40 - (-13) = -53^{\circ}\text{C}$$

Si valutano gli effetti dovuti a distorsioni termiche uniformi in base al massimo valore di variazione di temperatura di 56°C .

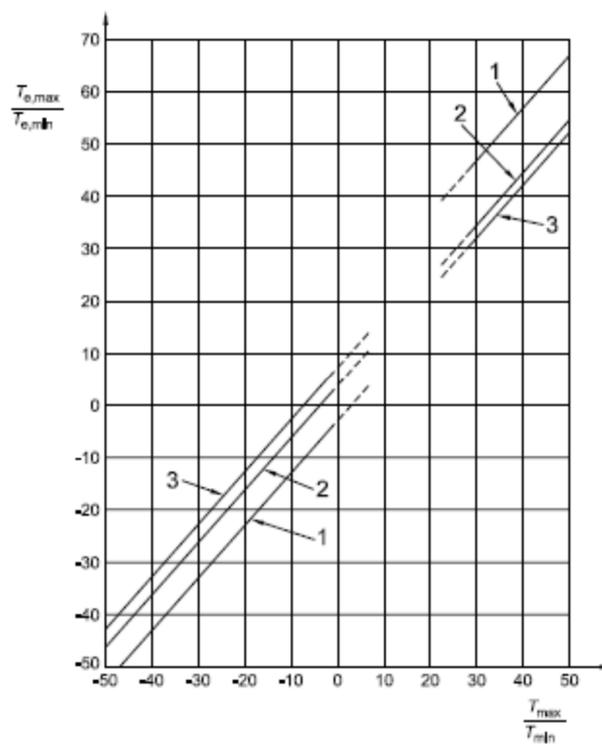


Figura 34 Correlazione tra min/max temperatura ambientale e min/max temperatura uniforme nella struttura –
impalcato di acciaio: curva 1

ε4 – Cedimenti vincolari

Non rilevanti

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 101 di 122

Q1 – Carichi mobili da traffico

Corsie convenzionali

I carichi variabili da traffico sono definiti da Schemi di Carico disposti su corsie convenzionali.

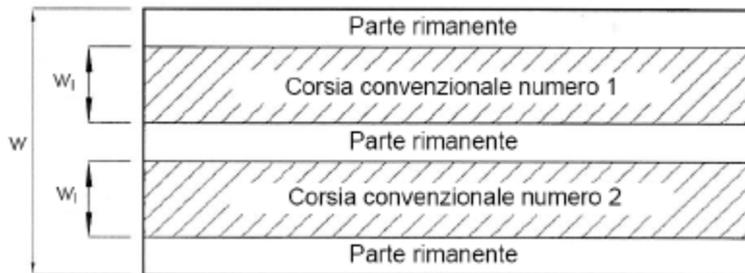


Figura 35 Esempio di numerazione delle corsie

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

Figura 36 Numero e larghezza delle corsie

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.

Schemi di carico

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Figura 37. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 102 di 122

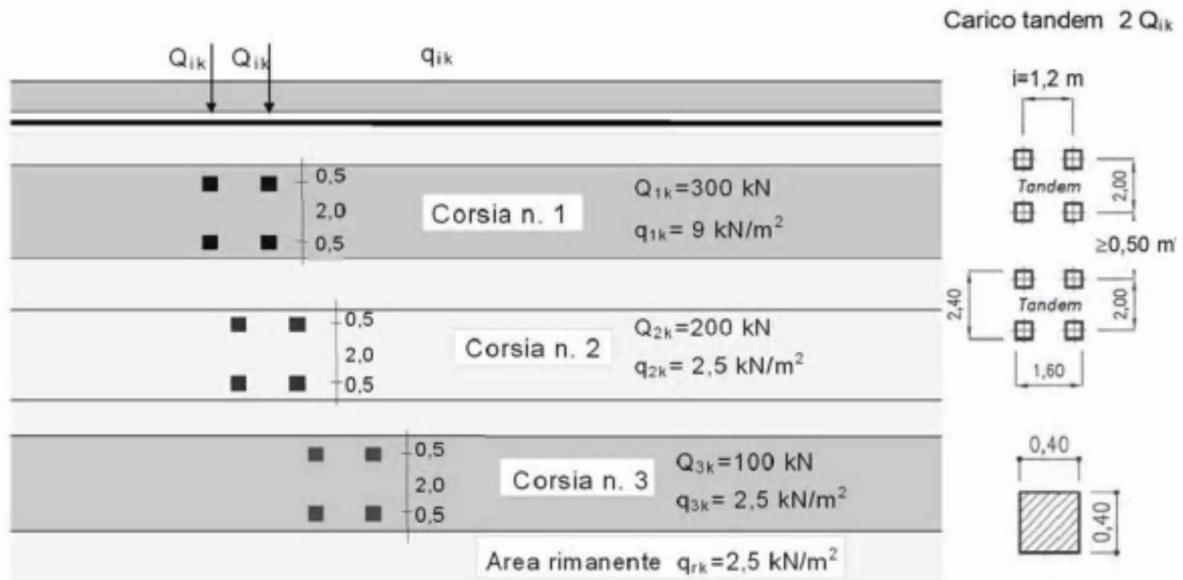


Figura 37 Schema di Carico 1 (dimensioni in [m])

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in Figura 38. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

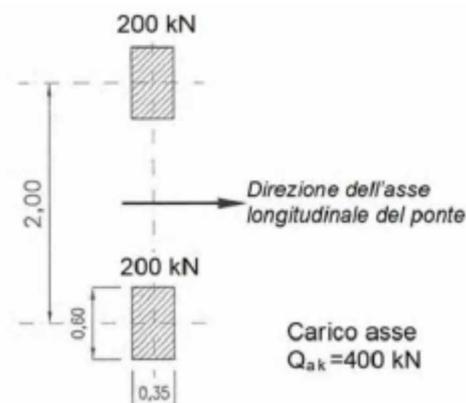


Figura 38 Schema di Carico 2 (dimensioni in [m])

Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece 2,5 kN/m².

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 103 di 122

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali ed associati agli Schemi di Carico 1 e 2 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante (Figura 39). Nel caso di piastra ortotropa la diffusione va considerata fino al piano medio della lamiera superiore d'impalcato.



Figura 39 Diffusione dei carichi concentrati nelle solette e negli impalcati a piastra ortotropa

Q2 – Incremento dinamico addizionale in presenza di discontinuità

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità. In casi particolari, come ad esempio, in prossimità di interruzioni della continuità strutturale della soletta, può essere necessario considerare un coefficiente dinamico addizionale q_2 assunto pari a 2.

Nel caso in esame è previsto un giunto disposto al di sotto della pavimentazione stradale e non sono previsti effetti dinamici localizzati.

Q3 – Azione longitudinale di frenamento o accelerazione

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 \cdot (2Q_{1k}) + 0,1 \cdot q_{1k} \cdot w_l \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

essendo w_l la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata.

Nel caso in esame la forza assume un valore pari a 210 kN.

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 104 di 122

Q4 – Azione centrifuga

L'opera ha sviluppo rettilineo; non è pertanto presente alcuna azione centrifuga generata dal traffico veicolare.

Q5 - Vento

L'impalcato è posizionato sotto la quota del terreno e l'azione del vento interessa solo il traffico veicolare. La sua intensità è inferiore all'azione sismica e non è rilevante ai fini del dimensionamento.

Q6 – Azioni sismiche

Per la determinazione delle azioni sismiche, si rimanda alla parte generale della relazione sul calcolo delle strutture. Si richiama in questa sede il solo valore dell'accelerazione di progetto del terreno, di interesse nel dimensionamento dei dispositivi di appoggio.

L'accelerazione del terreno allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita vale

$$PGA = 0.30 \text{ g.}$$

Q7 – Resistenze passive dei vincoli

Nel calcolo delle pile, delle spalle, delle fondazioni, degli stessi apparecchi di appoggio e, se del caso, dell'impalcato, sono state considerate le forze che derivano dalle resistenze parassite dei vincoli. Tali forze sono assunte pari al 3% del carico verticale agente sugli apparecchi di appoggio per effetto dei carichi permanenti.

Non risultano rilevanti ai fini del dimensionamento.

Q8 – Azioni sui parapetti

Non presenti.

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria <i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	RELAZIONE DI CALCOLO
		Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 105 di 122

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 106 di 122

6.3 Calcolo delle sollecitazioni

6.3.1 Analisi strutturale

La determinazione delle sollecitazioni di progetto è stata effettuata adottando un modello a graticcio per la determinazione delle azioni interne prodotte dalla statica globale sulle travi principali e sui traversi. Le sollecitazioni prodotte dalla statica locale sulla lastra superiore sono state determinate separatamente su un modello semplificato a trave. I due effetti sono stati combinati in fase di verifica di resistenza.

Le azioni esterne sono state determinate in coerenza con l'analisi dei carichi presentata in precedenza e i carichi mobili sono stati posizionati nelle condizioni più gravose per le i singoli componenti.

6.3.2 Modello a graticcio

Il modello a graticcio comprende le travi principali e i traversi, organizzati geometricamente come rappresentato in figura. Si è svolta un'analisi strutturale lineare su un modello tridimensionale costituito da elementi "trave" collegati ai nodi. Nella vista in pianta si riporta la numerazione dei nodi.

I carichi mobili sono stati posizionati nelle condizioni più gravose sulla base delle linee d'influenza note per la trave appoggiata (travi longitudinali) e per le travi continue (traversi).

Le azioni di progetto sono state organizzate nelle seguenti condizioni di carico

DEAD: azioni dovute al peso proprio degli elementi strutturali

G2:a zioni dovute ai carichi permanenti portati;

Q1A: carichi mobili Q1 con sola corsia 1 in asse alla trave principale n.3 (el.76-85);

Q1B: carichi mobili Q1 con 2 corsie in coerenza con la geometria della strada;

Q2A: carichi mobili Q2 sul traverso centrale per massimo momento positivo;

Q2B: carichi mobili Q2 sul traverso centrale per massimo momento negativo.

Le sollecitazioni di interesse per il dimensionamento che derivano dalle altre azioni di progetto, quali l'azione sismica e la distorsione termica, non richiedono un modello iperstatico e sono state determinate nel seguito, direttamente in fase di verifica.

Le sollecitazioni di progetto allo SLU sono state determinate combinando le condizioni di

carico come previsto dalle NTC vigenti.

Si riportano due rappresentazioni grafiche dell'involuppo dei diagrammi dei momenti e due tabelle di sintesi dei risultati, relative alla trave principale e al traverso.

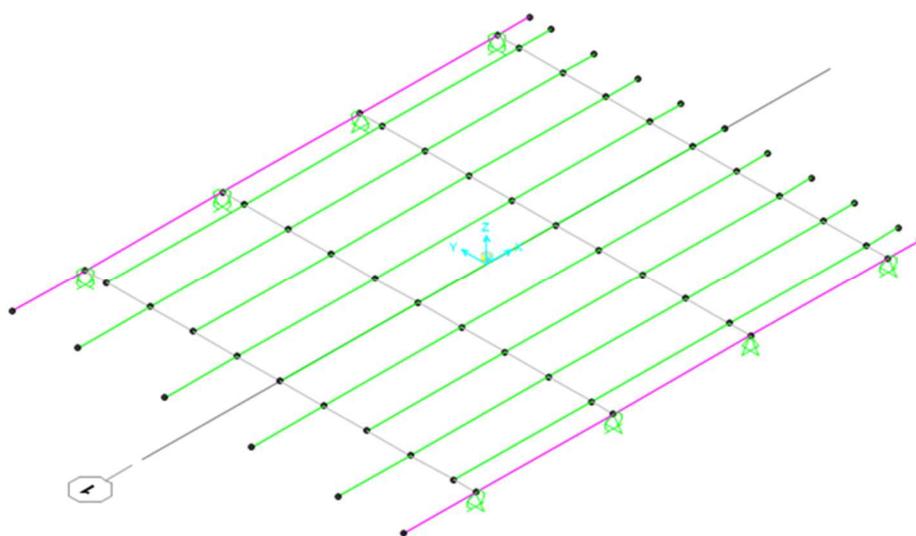


Figura 40 Schema geometrico del graticcio

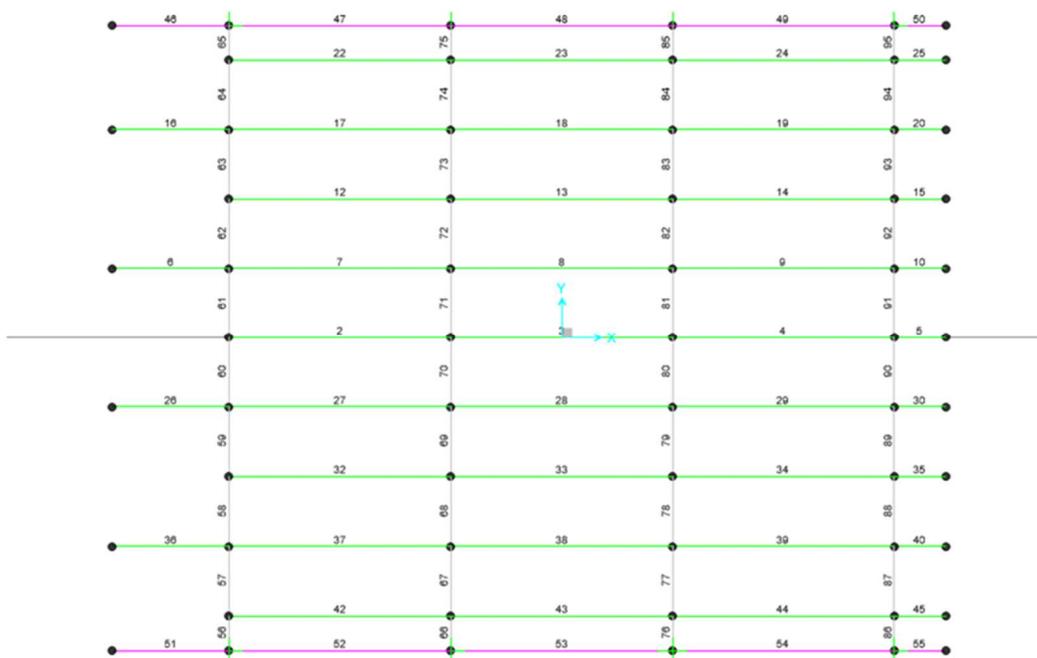


Figura 41 Numerazione degli elementi

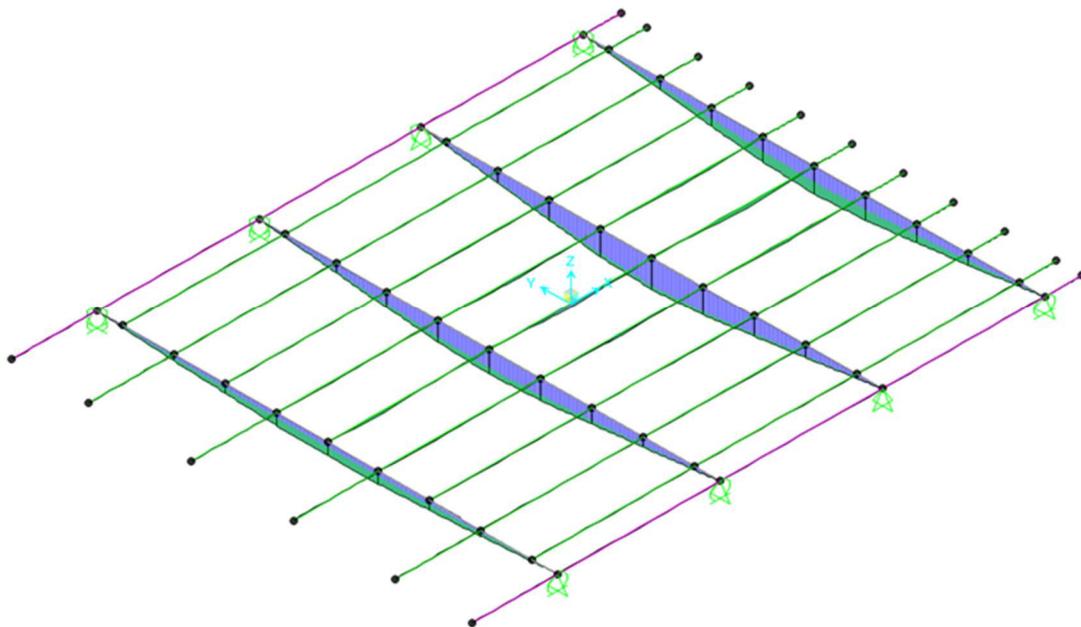


Figura 42 SLU: Involuppo delle condizioni più gravose per il progetto delle travi principali

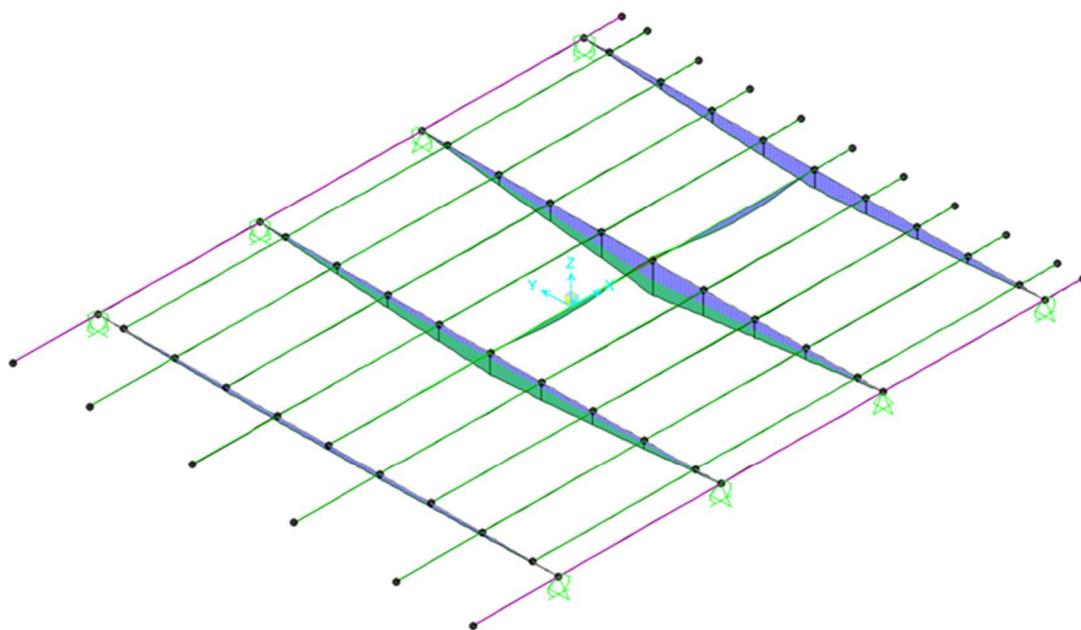


Figura 43 SLU: Involuppo delle combinazioni più gravose per il progetto dei traversi

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
81	0.00	DEAD	LinStatic		0	0.6	0	0.00	0	14.7
81	0.30	DEAD	LinStatic		0	1.2	0	0.00	0	14.5
81	0.60	DEAD	LinStatic		0	1.8	0	0.00	0	14.0
81	0.00	g2	LinStatic		0	1.1	0	0.00	0	15.7
81	0.30	g2	LinStatic		0	1.1	0	0.00	0	15.4
81	0.60	g2	LinStatic		0	1.1	0	0.00	0	15.0
81	0.00	q1A-distribuito	LinStatic		0	4.3	0	0.00	0	55.0
81	0.30	q1A-distribuito	LinStatic		0	4.3	0	0.00	0	53.7
81	0.60	q1A-distribuito	LinStatic		0	4.3	0	0.00	0	52.4
81	0.00	Q1A-tandem	LinStatic		0	83.0	0	-0.03	0	338.1
81	0.30	Q1A-tandem	LinStatic		0	83.0	0	-0.03	0	313.2
81	0.60	Q1A-tandem	LinStatic		0	83.0	0	-0.03	0	288.3
81	0.00	q1B-distribuito	LinStatic		0	3.5	0	0.00	0	45.8
81	0.30	q1B-distribuito	LinStatic		0	3.5	0	0.00	0	44.8
81	0.60	q1B-distribuito	LinStatic		0	3.5	0	0.00	0	43.7
81	0.00	Q1B-tandem	LinStatic		0	89.0	0	0.13	0	401.8
81	0.30	Q1B-tandem	LinStatic		0	89.0	0	0.13	0	375.0
81	0.60	Q1B-tandem	LinStatic		0	89.0	0	0.13	0	348.3
81	0.00	SLU-Q1A	Combination		0	120.1	0	-0.04	0	571.8
81	0.30	SLU-Q1A	Combination		0	121.0	0	-0.04	0	535.6
81	0.60	SLU-Q1A	Combination		0	121.9	0	-0.04	0	499.2
81	0.00	SLE-Q1A	Combination		0	89.0	0	-0.03	0	423.5
81	0.30	SLE-Q1A	Combination		0	89.6	0	-0.03	0	396.7
81	0.60	SLE-Q1A	Combination		0	90.3	0	-0.03	0	369.8
81	0.00	SLU-Q1B	Combination		0	127.2	0	0.17	0	645.4
81	0.30	SLU-Q1B	Combination		0	128.1	0	0.17	0	607.1
81	0.60	SLU-Q1B	Combination		0	128.9	0	0.17	0	568.5
81	0.00	SLU-Q1-ENV	Combination	Max	0	127.2	0	0.17	0	645.4
81	0.30	SLU-Q1-ENV	Combination	Max	0	128.1	0	0.17	0	607.1
81	0.60	SLU-Q1-ENV	Combination	Max	0	128.9	0	0.17	0	568.5
81	0.00	SLU-Q1-ENV	Combination	Min	0	120.1	0	-0.04	0	571.8
81	0.30	SLU-Q1-ENV	Combination	Min	0	121.0	0	-0.04	0	535.6
81	0.60	SLU-Q1-ENV	Combination	Min	0	121.9	0	-0.04	0	499.2

Tabella 3 Travi longitudinali: Sollecitazioni sugli elementi più sollecitati (el.81)

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria				RELAZIONE DI CALCOLO					
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>				Rev. 01 - Dicembre 2018					
					Pag. 110 di 122					

85	0.00	DEAD	LinStatic		0	10.4	0	0.00	0	3.2
85	0.10	DEAD	LinStatic		0	10.6	0	0.00	0	2.2
85	0.15	DEAD	LinStatic		0	10.7	0	0.00	0	1.6
85	0.30	DEAD	LinStatic		0	11.0	0	0.00	0	0.0
85	0.00	g2	LinStatic		0	12.1	0	0.00	0	3.6
85	0.15	g2	LinStatic		0	12.1	0	0.00	0	1.8
85	0.30	g2	LinStatic		0	12.1	0	0.00	0	0.0
85	0.00	q1A-distribuito	LinStatic		0	45.4	0	0.00	0	13.6
85	0.15	q1A-distribuito	LinStatic		0	45.4	0	0.00	0	6.8
85	0.30	q1A-distribuito	LinStatic		0	45.4	0	0.00	0	0.0
85	0.00	Q1A-tandem	LinStatic		0	137.6	0	0.01	0	41.2
85	0.15	Q1A-tandem	LinStatic		0	137.6	0	0.01	0	20.6
85	0.30	Q1A-tandem	LinStatic		0	137.6	0	0.01	0	0.0
85	0.00	q1B-distribuito	LinStatic		0	36.7	0	-0.03	0	11.0
85	0.15	q1B-distribuito	LinStatic		0	36.7	0	-0.03	0	5.5
85	0.30	q1B-distribuito	LinStatic		0	36.7	0	-0.03	0	0.0
85	0.00	Q1B-tandem	LinStatic		0	167.2	0	-0.01	0	50.1
85	0.15	Q1B-tandem	LinStatic		0	167.2	0	-0.01	0	25.1
85	0.30	Q1B-tandem	LinStatic		0	167.2	0	-0.01	0	0.0
85	0.00	SLU-Q1A	Combination		0	277.3	0	0.01	0	83.3
85	0.15	SLU-Q1A	Combination		0	277.8	0	0.01	0	41.6
85	0.30	SLU-Q1A	Combination		0	278.2	0	0.01	0	-0.1
85	0.00	SLE-Q1A	Combination		0	205.4	0	0.01	0	61.7
85	0.15	SLE-Q1A	Combination		0	205.7	0	0.01	0	30.8
85	0.30	SLE-Q1A	Combination		0	206.1	0	0.01	0	-0.1
85	0.00	SLU-Q1B	Combination		0	305.6	0	-0.06	0	91.8
85	0.15	SLU-Q1B	Combination		0	306.0	0	-0.06	0	45.9
85	0.30	SLU-Q1B	Combination		0	306.5	0	-0.06	0	0.0
85	0.00	SLU-Q1-ENV	Combination	Max	0	305.6	0	0.01	0	91.8
85	0.15	SLU-Q1-ENV	Combination	Max	0	306.0	0	0.01	0	45.9
85	0.30	SLU-Q1-ENV	Combination	Max	0	306.5	0	0.01	0	0.0
85	0.00	SLU-Q1-ENV	Combination	Min	0	277.3	0	-0.06	0	83.3
85	0.15	SLU-Q1-ENV	Combination	Min	0	277.8	0	-0.06	0	41.6
85	0.30	SLU-Q1-ENV	Combination	Min	0	278.2	0	-0.06	0	-0.1

Tabella 4 Travi longitudinali: Sollecitazioni sugli elementi più sollecitati (el.85)

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
3	0.00	DEAD	LinStatic		0	-0.6	0	0.0	0	-0.2
3	0.95	DEAD	LinStatic		0	0.0	0	0.0	0	0.2
3	1.90	DEAD	LinStatic		0	0.5	0	0.0	0	-0.1
3	0.00	g2	LinStatic		0	-1.9	0	0.0	0	-1.1
3	0.95	g2	LinStatic		0	-0.5	0	0.0	0	0.0
3	1.90	g2	LinStatic		0	0.9	0	0.0	0	-0.2
3	0.00	Q2A	LinStatic		0	14.9	0	0.0	0	1.9
3	0.95	Q2A	LinStatic		0	14.9	0	0.0	0	-12.2
3	1.90	Q2A	LinStatic		0	14.9	0	0.0	0	-26.4
3	0.00	Q2B	LinStatic		0	-90.6	0	0.0	0	-19.4
3	0.95	Q2B	LinStatic		0	21.7	0	0.0	0	41.1
3	1.90	Q2B	LinStatic		0	109.9	0	0.0	0	-47.5
3	0.00	SLU-Q2A	Combination		0	16.7	0	0.0	0	0.9
3	0.95	SLU-Q2A	Combination		0	19.4	0	0.0	0	-16.3
3	1.90	SLU-Q2A	Combination		0	22.0	0	0.0	0	-35.9
3	0.00	SLU-Q2B	Combination		0	-125.7	0	0.0	0	-27.9
3	0.95	SLU-Q2B	Combination		0	28.6	0	0.0	0	55.7
3	1.90	SLU-Q2B	Combination		0	150.3	0	0.0	0	-64.5
3	0.00	SLU-Q2-ENV	Combination	Max	0	16.7	0	0.0	0	0.9
3	0.95	SLU-Q2-ENV	Combination	Max	0	28.6	0	0.0	0	55.7
3	1.90	SLU-Q2-ENV	Combination	Max	0	150.3	0	0.0	0	-35.9
3	0.00	SLU-Q2-ENV	Combination	Min	0	-125.7	0	0.0	0	-27.9
3	0.95	SLU-Q2-ENV	Combination	Min	0	19.4	0	0.0	0	-16.3
3	1.90	SLU-Q2-ENV	Combination	Min	0	22.0	0	0.0	0	-64.5

Tabella 5 Traversi: Sollecitazioni sugli elementi più sollecitati (el.3)

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria				RELAZIONE DI CALCOLO					
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>				Rev. 01 - Dicembre 2018					
					Pag. 112 di 122					

4	0.00	DEAD	LinStatic		0	-0.6	0	0.0	0	-0.1
4	0.95	DEAD	LinStatic		0	0.0	0	0.0	0	0.2
4	1.90	DEAD	LinStatic		0	0.6	0	0.0	0	-0.1
4	0.00	g2	LinStatic		0	-1.4	0	0.0	0	-0.2
4	0.95	g2	LinStatic		0	0.0	0	0.0	0	0.5
4	1.90	g2	LinStatic		0	1.4	0	0.0	0	-0.1
4	0.00	Q2A	LinStatic		0	-113.7	0	0.0	0	-27.5
4	0.95	Q2A	LinStatic		0	-13.7	0	0.0	0	60.3
4	1.90	Q2A	LinStatic		0	86.8	0	0.0	0	-1.7
4	0.00	Q2B	LinStatic		0	-119.2	0	0.0	0	-47.7
4	0.95	Q2B	LinStatic		0	-31.6	0	0.0	0	50.0
4	1.90	Q2B	LinStatic		0	81.3	0	0.0	0	-1.4
4	0.00	SLU-Q2A	Combination		0	-156.2	0	0.0	0	-37.4
4	0.95	SLU-Q2A	Combination		0	-18.5	0	0.0	0	82.3
4	1.90	SLU-Q2A	Combination		0	119.8	0	0.0	0	-2.6
4	0.00	SLU-Q2B	Combination		0	-163.6	0	0.0	0	-64.7
4	0.95	SLU-Q2B	Combination		0	-42.6	0	0.0	0	68.4
4	1.90	SLU-Q2B	Combination		0	112.3	0	0.0	0	-2.1
4	0.00	SLU-Q2-ENV	Combination	Max	0	-156.2	0	0.0	0	-37.4
4	0.16	SLU-Q2-ENV	Combination	Max	0	-155.7	0	0.0	0	-12.7
4	0.95	SLU-Q2-ENV	Combination	Max	0	-18.5	0	0.0	0	82.3
4	1.00	SLU-Q2-ENV	Combination	Max	0	-1.8	0	0.0	0	82.8
4	1.90	SLU-Q2-ENV	Combination	Max	0	119.8	0	0.0	0	-2.1
4	0.00	SLU-Q2-ENV	Combination	Min	0	-163.6	0	0.0	0	-64.7
4	0.95	SLU-Q2-ENV	Combination	Min	0	-42.6	0	0.0	0	68.4
4	1.11	SLU-Q2-ENV	Combination	Min	0	10.5	0	0.0	0	71.0
4	1.90	SLU-Q2-ENV	Combination	Min	0	112.3	0	0.0	0	-2.6

Tabella 6 Traversi: Sollecitazioni sugli elementi più sollecitati (el.4)

6.3.3 Lamiera superiore

La lamiera superiore si appoggia sui traversi e sulle travi principali, definendo campi di piastra molto allungati, di dimensioni 300mmx1900mm (rapporto 1:6 circa).

Le sollecitazioni nella direzione longitudinale (dimensione minore) vengono determinate su uno schema a trave a continua, facendo variare la posizione del carico mobile.

Le condizioni più gravose si ottengono con il carico Q2 (200 kN su un'impronta 600mmx350mm). Il carico distribuito sulla soletta viene determinato assumendo una ripartizione a 45° sulla parte di impalcato al di sopra dell'asse della soletta.

Condizione Q1 mobile

$$\text{Impronta di carico} = (0.40+2 \times 0.116) \times (0.40+2 \times 0.116) = 0.4 \text{mq}$$

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO	
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018	
		Pag. 113 di 122	

Carico distribuito = $150/0.4 = 375 \text{ kNm/mq}$

Momento positivo longitudinale su una striscia unitaria = 2.40 kNm/m

Momento negativo longitudinale su una striscia unitaria = -4.3 kNm/m

Condizione Q2 mobile

Impronta di carico = $(0.600+2 \times 0.116) \times (0.350+2 \times 0.116) = 0.484 \text{mq}$

Carico distribuito = $200/0.484 = 413 \text{ kNm/mq}$

Momento positivo longitudinale su una striscia unitaria = 3.63 kNm/m

Momento negativo longitudinale su una striscia unitaria = -4.85 kNm/m

In prossimità della zona terminale il comportamento a piastra diventa prevalente, saranno presenti tensioni trasversali e si ridurranno drasticamente le tensioni longitudinali. Le modalità di verifica combinata basata sulla tensione ideale di Von Mises effettuato considerando le tensioni dello schema a trave portano comunque a valutazioni a favore di sicurezza e verranno utilizzate per la verifica combinata.

6.3.4 Sintesi delle sollecitazioni di progetto (SLU)

Trave principale (direzione longitudinale – Q1)

Sezione di campata $M_{\max} = 645 \text{ kNm}$ $V = 130 \text{ kN}$

Sezione di appoggio $M = 0$ $V_{\max} = 540 \text{ kN}$

Trave principale (direzione longitudinale – Q2)

Sezione di campata $M_{\max} = 389 \text{ kNm}$ $V = 156 \text{ kN}$

Traverso (direzione trasversale-Q1)

Sezione di appoggio $M_{\min} = -40 \text{ kNm}$ $V_{\max} = 170 \text{ kN}$ $T < 10 \text{ kNm}$

Traverso (direzione trasversale-Q2)

Sezione di campata $M_{\max} = +83 \text{ kNm}$ $V = 35 \text{ kN}$ $T < 10 \text{ kNm}$

Sezione di appoggio $M_{\min} = -65 \text{ kNm}$ $V_{\max} = 190 \text{ kN}$ $T < 10 \text{ kNm}$

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria <i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	RELAZIONE DI CALCOLO
		Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 114 di 122

Soletta (Modello a trave-Q1)

Direzione longitudinale $M_{max}= 2.4\text{kNm/m}$ $M_{min}=-4.30\text{kNm/m}$

Soletta (Modello a trave-Q2)

Direzione longitudinale $M_{max}= 3.63\text{kNm/m}$ $M_{min}=-4.85\text{kNm/m}$

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 115 di 122

6.4 Verifiche di resistenza elementi strutturali

6.4.1 Tensioni trave principale

Le tensioni sulla trave principale vengono determinate sulla base della sezione efficace, considerando i due contributi che portano ad una riduzione rispetto all'are lorda: l'instabilità locale e lo shear lag. L'area efficace da adottare per le verifiche di resistenza allo SLU è stata determinate in base alle indicazioni delle NTC e dell'EC3-1-5. La riduzione interessa la sola lastra superiore compressa.

Riduzione sezione ala compressa per instabilità locale

L'instabilità locale in direzione longitudinale è controllata dalla presenza dei traversi che delimitano campi di deformazione con $a/b \ll 1$ (pannello corto). A favore di sicurezza si considera il fattore di riduzione per instabilità a colonna.

Tensione critica: 303 N/mm²

Snellezza adimensionale 1.081

Fattore di riduzione 0.59 (curva a, $\alpha = 0.21$)

$b_{eff} = 0.599 \cdot 1900 = 1138$ mm

Riduzione sezione flangia compressa per shear lag

Larghezza flangia	b_o	[m]	0.569
Spessore flangia	t	[m]	0.012
Lunghezza efficace	L_e	[m]	5.400
Area totale irr. Longitudinali	A_{sl}	[m ²]	0.000
Coefficiente irrigidimenti	α_o		1.000
Parametro di controllo b_{eff}	κ		0.105

	b_{eff}	β
	[m]	
campata	0.531	0.934
appoggio interno	0.350	0.615
appoggio estremità	0.275	0.484
mensola	0.350	0.615

Larghezza efficace per verifica di resistenza $= 2 \cdot 531 = 1063$ mm

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 116 di 122

SEZIONE		
bs	1063	mm
ts	12	mm
ha(netta)	400	mm
ta	12	mm
bi	250	mm
ti	20	mm

Sezione di campata – Q1

SOLLECITAZIONI		
N	0.00	kN
My	645.00	kNm
Vz	130.00	kN
Mz	0.00	kNm
Vy	0.00	kN

TENSIONI								
	y	z	σN	σMy	τVz	σMz	τVy	/on Mises
	mm	mm	N/mm ²	N/mm ²				
estremo superiore sx	-531.5	-142.1	0.0	-128.0	0.0	0.0	0.0	128.0
estremo superiore y=0	0.0	-142.1	0.0	-128.0	13.1	0.0	0.0	130.0
estremo superiore dx	531.5	-142.1	0.0	-128.0	0.0	0.0	0.0	128.0
attacco anima superiore	0.0	-130.1	0.0	-117.2	26.3	0.0	0.0	125.7
baricentro	0.0	0.0	0.0	0.0	29.3	0.0	0.0	50.8
attacco anima inferiore	0.0	269.9	0.0	243.3	21.2	0.0	0.0	246.0
estremo inferiore sx	-125.0	289.9	0.0	261.3	0.0	0.0	0.0	261.3
estremo inferiore y=0	0.0	289.9	0.0	261.3	6.4	0.0	0.0	261.5
estremo inferiore dx	125.0	289.9	0.0	261.3	0.0	0.0	0.0	261.3
							$\sigma_{id\ max}$	261.5
							η	0.773

Sezione di appoggio – Q1

SOLLECITAZIONI		
N	0.00	kN
My	0.00	kNm
Vz	540.00	kN
Mz	0.00	kNm
Vy	0.00	kN

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 117 di 122

TENSIONI								
	y	z	σN	σMy	τVz	σMz	τVy	/on Mises
	mm	mm	N/mm ²	N/mm ²				
estremo superiore sx	-531.5	-142.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
estremo superiore y=0	0.0	-142.1	0.0	0.0	54.6	0.0	0.0	94.5
estremo superiore dx	531.5	-142.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
attacco anima superiore	0.0	-130.1	0.0	0.0	109.1	0.0	0.0	189.0
baricentro	0.0	0.0	0.0	0.0	121.9	0.0	0.0	211.1
attacco anima inferiore	0.0	269.9	0.0	0.0	88.0	0.0	0.0	152.4
estremo inferiore sx	-125.0	289.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
estremo inferiore y=0	0.0	289.9	0.0	0.0	26.4	0.0	0.0	45.7
estremo inferiore dx	125.0	289.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
							$\sigma_{id\ max}$	211.1
							η	0.624

Sezione di campata – Q2

SOLLECITAZIONI		
N	0.00	kN
My	389.00	kNm
Vz	156.00	kN
Mz	0.00	kNm
Vy	0.00	kN

TENSIONI								
	y	z	σN	σMy	τVz	σMz	τVy	/on Mises
	mm	mm	N/mm ²	N/mm ²				
estremo superiore sx	-531.5	-142.1	0.0	-77.2	0.0	0.0	0.0	77.2
estremo superiore y=0	0.0	-142.1	0.0	-77.2	15.8	0.0	0.0	81.9
estremo superiore dx	531.5	-142.1	0.0	-77.2	0.0	0.0	0.0	77.2
attacco anima superiore	0.0	-130.1	0.0	-70.7	31.5	0.0	0.0	89.3
baricentro	0.0	0.0	0.0	0.0	35.2	0.0	0.0	61.0
attacco anima inferiore	0.0	269.9	0.0	146.7	25.4	0.0	0.0	153.2
estremo inferiore sx	-125.0	289.9	0.0	157.6	0.0	0.0	0.0	157.6
estremo inferiore y=0	0.0	289.9	0.0	157.6	7.6	0.0	0.0	158.1
estremo inferiore dx	125.0	289.9	0.0	157.6	0.0	0.0	0.0	157.6
							$\sigma_{id\ max}$	158.1
							η	0.468

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 118 di 122

6.4.2 Traverso

SEZIONE		
bs	600	mm
ts	12	mm
ha(netta)	170	mm
ta	20	mm
bi	200	mm
ti	10	mm

Sezione di appoggio – Q1

SOLLECITAZIONI		
N	0.00	kN
My	-40.00	kNm
Vz	170.00	kN
Mz	0.00	kNm
Vy	0.00	kN

TENSIONI								
	y	z	σN	σMy	τVz	σMz	τVy	/on Mises
	mm	mm	N/mm ²	N/mm ²				
estremo superiore sx	-300.0	-59.3	0.0	35.8	0.0	0.0	0.0	35.8
estremo superiore y=0	0.0	-59.3	0.0	35.8	41.1	0.0	0.0	79.6
estremo superiore dx	300.0	-59.3	0.0	35.8	0.0	0.0	0.0	35.8
attacco anima superiore	0.0	-47.3	0.0	28.6	49.3	0.0	0.0	90.0
baricentro	0.0	0.0	0.0	0.0	55.0	0.0	0.0	95.3
attacco anima inferiore	0.0	122.7	0.0	-74.2	32.8	0.0	0.0	93.4
estremo inferiore sx	-100.0	132.7	0.0	-80.2	0.0	0.0	0.0	80.2
estremo inferiore y=0	0.0	132.7	0.0	-80.2	32.8	0.0	0.0	98.3
estremo inferiore dx	100.0	132.7	0.0	-80.2	0.0	0.0	0.0	80.2
							$\sigma_{id\ max}$	98.3
							η	0.291

Sezione di campata – Q2

SOLLECITAZIONI		
N	0.00	kN
My	83.00	kNm
Vz	35.00	kN
Mz	0.00	kNm
Vy	0.00	kN

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 119 di 122

TENSIONI								
	y	z	σN	σMy	τVz	σMz	τVy	/on Mises
	mm	mm	N/mm ²	N/mm ²				
estremo superiore sx	-300.0	-59.3	0.0	-74.3	0.0	0.0	0.0	74.3
estremo superiore y=0	0.0	-59.3	0.0	-74.3	8.5	0.0	0.0	75.8
estremo superiore dx	300.0	-59.3	0.0	-74.3	0.0	0.0	0.0	74.3
attacco anima superiore	0.0	-47.3	0.0	-59.3	10.1	0.0	0.0	61.8
baricentro	0.0	0.0	0.0	0.0	11.3	0.0	0.0	19.6
attacco anima inferiore	0.0	122.7	0.0	153.9	6.8	0.0	0.0	154.3
estremo inferiore sx	-100.0	132.7	0.0	166.4	0.0	0.0	0.0	166.4
estremo inferiore y=0	0.0	132.7	0.0	166.4	6.8	0.0	0.0	166.8
estremo inferiore dx	100.0	132.7	0.0	166.4	0.0	0.0	0.0	166.4
							$\sigma_{id\ max}$	166.8
							η	0.493

Sezione di appoggio – Q2

SOLLECITAZIONI		
N	0.00	kN
My	-63.00	kNm
Vz	190.00	kN
Mz	0.00	kNm
Vy	0.00	kN

TENSIONI								
	y	z	σN	σMy	τVz	σMz	τVy	/on Mises
	mm	mm	N/mm ²	N/mm ²				
estremo superiore sx	-300.0	-59.3	0.0	56.4	0.0	0.0	0.0	56.4
estremo superiore y=0	0.0	-59.3	0.0	56.4	45.9	0.0	0.0	97.5
estremo superiore dx	300.0	-59.3	0.0	56.4	0.0	0.0	0.0	56.4
attacco anima superiore	0.0	-47.3	0.0	45.0	55.1	0.0	0.0	105.5
baricentro	0.0	0.0	0.0	0.0	61.5	0.0	0.0	106.5
attacco anima inferiore	0.0	122.7	0.0	-116.8	36.7	0.0	0.0	132.9
estremo inferiore sx	-100.0	132.7	0.0	-126.3	0.0	0.0	0.0	126.3
estremo inferiore y=0	0.0	132.7	0.0	-126.3	36.7	0.0	0.0	141.4
estremo inferiore dx	100.0	132.7	0.0	-126.3	0.0	0.0	0.0	126.3
							$\sigma_{id\ max}$	141.4
							η	0.418

6.4.3 Lastra superiore

Tensioni longitudinali calcolate su schema a trave

Condizione Q1

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 120 di 122

$$M = 4300 \text{ Nmm/mm}$$

$$W = 12^2/5 = 24 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

$$\sigma = +/-179 \text{ N/mm}^2$$

Condizione Q2

$$M = 4850 \text{ Nmm/mm}$$

$$W = 12^2/5 = 24 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

$$\sigma = +/-202 \text{ N/mm}^2$$

6.4.4 Tensioni combinate

Le tensioni ideali di Von Mises sulla lastra superiore sono determinate considerando le tensioni longitudinali della trave principale, le tensioni trasversali del traverso e le tensioni di flessione della lastra superiore.

<i>Condizione</i>	<i>s long</i>	<i>s trasv</i>	<i>tau</i>	<i>s ideale</i>
Q1 lastra +	51.0	35.0	34.0	74.2
Q1 lastra -	-307.0	35.0	34.0	331.2
Q2 lastra +	124.8	56.0	38.8	127.4
Q2 lastra -	-279.2	56.0	38.8	318.2

6.5 Appoggi e giunti

6.5.1 Dispositivi di appoggio

I dispositivi di appoggio sono disposti secondo lo schema in figura

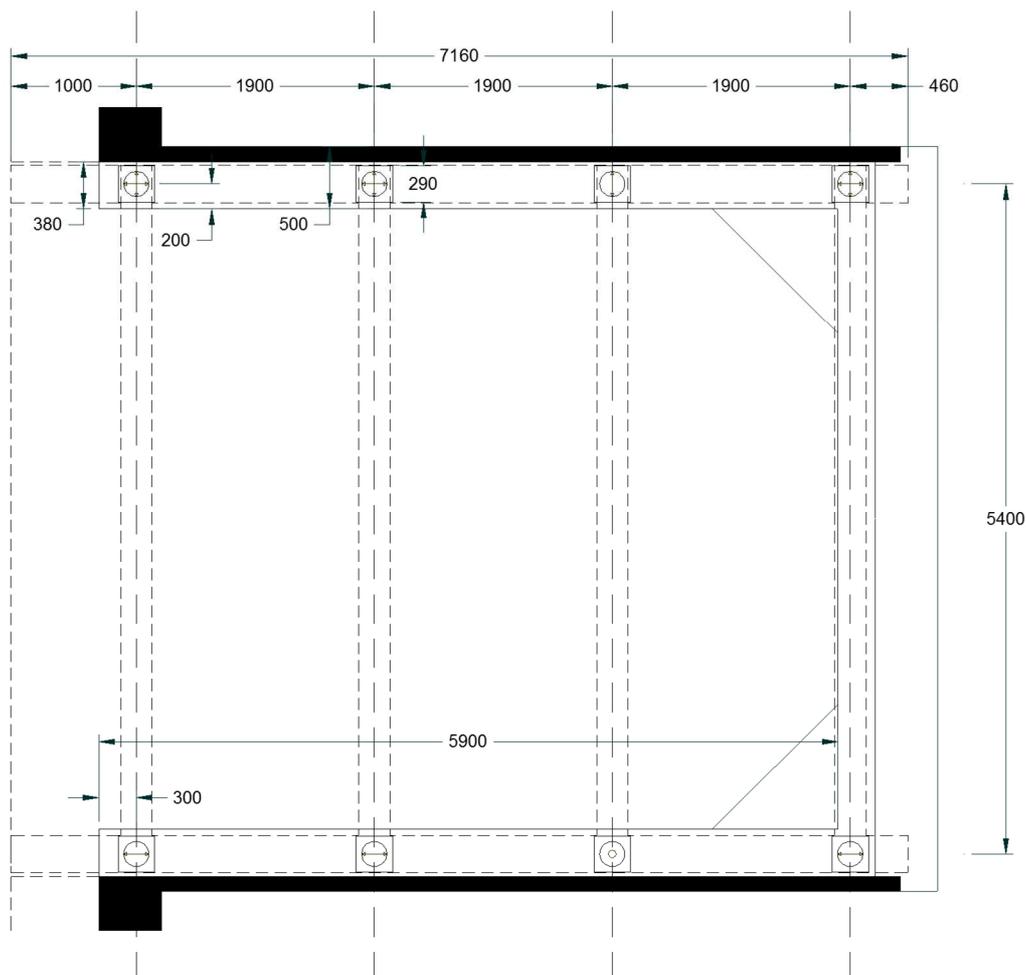


Tabella 7 Dispositivi di appoggio

In base ai risultati dell'analisi strutturale, la sollecitazione verticale massima sugli appoggi vale

$$V = 540 \text{ kN}$$

L'azione orizzontale longitudinale dovuta al frenamento vale 210 kN e si ripartisce tra 4 appoggi.

Si ottiene un valore massimo per dispositivo pari a

D. R03c	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo – Sovrastrutture</i>	Rev. 01 - Dicembre 2018
		Pag. 122 di 122

H longitudinale = 52.5 kN

L'azione sismica coinvolge una massa con peso complessivo

Peso impalcato = 210 kN.

Si considera inoltre la presenza di una massa dovuta al traffico veicolare e pari a 0.2 volte il carico totale.

Carico totale $600+400+(9+2.5)*3*5.5 = 1190$ kN

Carico sismico = $0.2*1190 = 238$ kN

L'azione sismica totale viene calcolata con riferimento alla PGA in quanto l'impalcato è indeformabile e rigidamente collegato a terra.

Azione sismica totale = $0.3*(210+238) = 137$ kN.

In direzione longitudinale la sollecitazione è fronteggiata da 4 dispositivi mentre in direzione trasversale sono efficaci due dispositivi. Considerando un fattore 1.3 per tener conto delle eccentricità di massa, si ottengono i seguenti valori di progetto

H trasversale = $1.3*137/2 = 89$ kN

H longitudinale = $1.3*137/4 = 45$ kN.

6.5.2 Giunti

I dispositivi di giunto devono permettere le variazioni di lunghezza dovute alla distorsione termica. Le variazioni previste in corrispondenza dell'appoggio fisso sono trascurabili, mentre le variazioni previste all'altra estremità valgono

$\Delta = 0.000012*5500*56 = +/-3.7$ mm