

# Provincia di Brescia

## Settore EDILIZIA SCOLASTICA E DIREZIONALE

Ufficio Progettazione Edilizia Scolastica e Direzione dei Lavori

Edificio scolastico:

I.I.S. "B.PASCAL - P. MAZZOLARI"

Ubicazione:

Comune di VEROLANUOVA, via Rovetta n. 29

Intervento:

LAVORI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA  
ED EFFICIENTAMENTO ENERGETICO



Finanziato  
dall'Unione europea  
NextGenerationEU

Oggetto:

Relazione di calcolo scala metallica

Scala:	Numero:	Fase/Pratica Edilizia:
-	R-02	Progetto Esecutivo

Il Direttore del Settore Edilizia Scolastica e Direzionale:

Dott. Arch. Giovan Maria Mazzoli

R.U.P.:	Progettista:	Direttore Lavori:
arch. Daniela Massarelli	ing. Michele Martinelli	

Collaboratori:	Progettista Strutture:	Coordinatore Sicurezza:
ing. Giovanni Betti per.ind. Carlo Defant ing. Loris Filippi geom. Marco Papale ing. Corrado Covi	ing. Michele Martinelli	ing. Michele Martinelli (CSP)

Nome File:	Redatto da:	Verificato da:
RC scala	ing. Corrado Covi	ing. Michele Martinelli

Data:	Data e Numero Revisione:
30 giugno 2022	30 giugno 2022 - Rev. 00

AREA  
DEL  
TERRITORIO



PROGETTO ESECUTIVO



## Sommario

1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
1.1	Normativa nazionale	3
1.2	Normativa internazionale	3
2	CRITERI DI PROGETTAZIONE	3
2.1	Verifica delle strutture	4
2.2	Stati limite ultimi (SLU)	4
2.3	Stati limite di esercizio (SLE)	4
2.4	Software di calcolo	4
2.4.1	Affidabilità e validazione del software STRAUS7	4
3	INTRODUZIONE E DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	8
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
5	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	10
6	ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI	10
6.1	Condizioni di carico elementari	10
6.2	Azione sismica	11
6.3	Combinazioni di carico	12
7	METODO DI ANALISI	13
7.1	Modello di calcolo	13
8	ANALISI SISMICA	14
8.1	Modi di vibrare della struttura e masse partecipanti	14
8.2	Risultati dell'analisi modale e combinazioni di carico analizzate	14
9	VERIFICHE STRUTTURE IN ACCIAIO	16
9.1	Colonne	16
9.2	Travi a ginocchio – Rampa 1 – profili HEA160	21
9.3	Travi a ginocchio – Rampa 2 – profili HEB160	22
9.4	Travi a ginocchio – Rampa 3 – profili HEB160	24
9.5	Travi principali HEB160 e secondarie HEA160	25
9.6	Collegamenti	26
9.6.1	Giunto N7	26

9.6.2	Giunto N8	28
9.6.3	Giunto N6	29
9.6.4	Giunti N2 – N4	31
9.6.5	Giunti N3-N5	33
9.7	Parapetto scala	35
10	VERIFICHE STRUTTURE IN C.A.	37

# 1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

## 1.1 Normativa nazionale

- *L. 5 novembre 1971, n. 1086 "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".*
- *NTC 2018 "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni".*
- *Circolare 21 gennaio 2019, n.7 Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le costruzioni".*
- *UNI EN 206-1/2006 "Calcestruzzo, prestazione produzione e conformità".*
- *D.M. 16 febbraio 2007 Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione.*
- *D.M. 9 marzo 2007 Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del Corpo nazionale dei vigili del fuoco.*

## 1.2 Normativa internazionale

- *UNI EN 1992-1-1:2015 Eurocodice 2 "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici".*
- *UNI EN 1993-1-1:2014 Eurocodice 3 "Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici".*
- *UNI EN 1993-1-8:2005 Eurocodice 3 "Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti".*
- *UNI EN 1997-1:2013 Eurocodice 7 "Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali".*
- *UNI EN 1998-1:2013 Eurocodice 8 "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici".*
- *UNI EN 1998-5:2005 Eurocodice 8 "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici".*
- *CNR - UNI 10011 "Costruzioni in acciaio, Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione".*

# 2 CRITERI DI PROGETTAZIONE

Nel seguito della relazione si fa riferimento alla normativa nazionale NTC 2018 e alla sua circolare applicativa (n.7 del 21 gennaio 2019).

## 2.1 Verifica delle strutture

Per la verifica delle strutture di nuova realizzazione si adotta il metodo semiprobabilistico agli stati limite. Le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;

## 2.2 Stati limite ultimi (SLU)

I principali Stati Limite Ultimi controllati nella progettazione sono:

- perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- spostamenti o deformazioni eccessive;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- instabilità di parti della struttura o del suo insieme.

## 2.3 Stati limite di esercizio (SLE)

I principali Stati Limite di Esercizio controllati nella progettazione sono:

- danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione.

## 2.4 Software di calcolo

I calcoli sono stati svolti con l'ausilio dei software di calcolo:

- STRAUS7 – calcolo sollecitazioni modello generale dell'edificio;

### 2.4.1 Affidabilità e validazione del software STRAUS7

STRAUS7 versione prodotto da G+ D Computing e distribuito in Italia dalla ditta HSHsrl di Padova; dato in licenza ad A.I.A. Engineering – chiave CXKY JOAY AKZI QTME FNRG TKUO. Si riporta in seguito la documentazione relativa alla validazione del programma di calcolo.

## VLS19: Continuous Beam Under Linearly Distributed Load

Source: Reference 5 (Problem 6.27; page 103)

Elements: Beam element

Attributes: Beam linearly distributed load

Keywords: Continuous beam, shear force diagram, bending moment diagram

A continuous beam is subjected to a linearly distributed load and the shear force and bending moment diagrams are drawn.

Material data:

Young's modulus  $E = 210 \times 10^9 \text{ Pa}$

Geometry data:

Moment of area  $I = 0.01 \text{ m}^4$

Area of cross section  $A = 0.01 \text{ m}^2$

As the shear force and bending moment diagrams are independent of the above-specified values, other non-zero values can also be used with no effect on the resulting diagrams.

Straus7 gives the exact results, and the diagrams are shown in Figure VLS19.

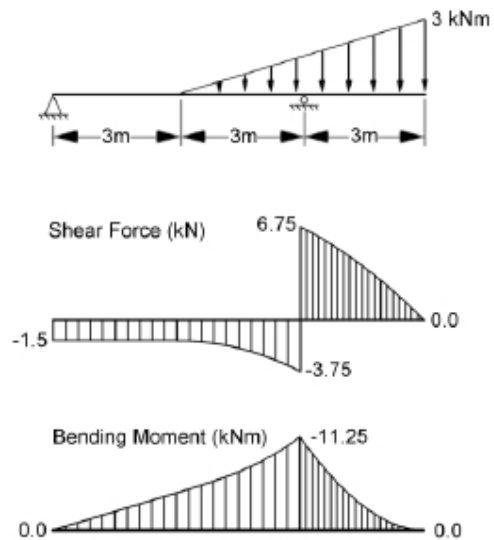


Figure VLS19: Problem sketch and results

## VLS27: Rectangular Plate on Elastic Foundation

Source: Reference 11 (Page 37-38)  
 Elements: 4- and 9-noded plate/shell elements  
 Materials: User-defined plate  
 Attributes: Plate face support  
 Keywords: Elastic foundation, transverse shear deformation

A simply supported square plate on elastic foundation is subjected to a uniform pressure.

Material data:

Bending rigidity matrix

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} 1 & 0.3 \\ 0.3 & 1 \\ & & 0.35 \end{bmatrix} \text{ Nm}$$

Transverse rigidity  $K_{s1} = K_{s2} = 3.5 \times 10^4 \text{ N/m}$

Modulus for elastic foundation 64.0 Pa

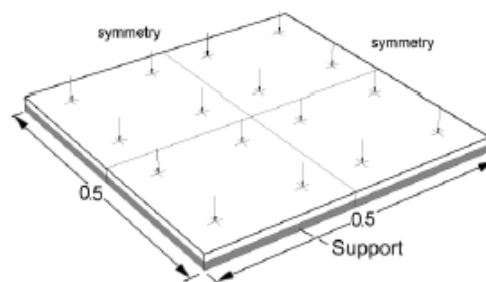


Figure VLS27: Problem sketch (Dimensions m)

Load data:

Unit face pressure (1 Pa)

Geometry data:

Plate edge length  $L = 1.0 \text{ m}$

Target value:

Deflection and bending moment at plate centroid:

$W_0 = 3.4776 \times 10^{-3} \text{ m}$  and  $M_0 = 4.0395 \times 10^{-2} \text{ Nm}$

Only a quarter of the plate is modelled in the analysis. The results with different mesh densities are presented in Table VLS27. Note that a large rigidity value is assigned to both directions so that the transverse shear deformation is ignored.

	QUAD4			QUAD9		
	2x2 mesh	4x4 mesh	8x8 mesh	2x2 mesh	4x4 mesh	8x8 mesh
$W_0$ (m $\times 10^{-3}$ )	3.5192 (1.19%)	3.4889 (0.32%)	3.4794 (0.05%)	3.4867 (0.26%)	3.4833 (0.16%)	3.4877 (0.29%)
$M_0$ (Nm $\times 10^{-2}$ )	4.2959 (6.35%)	4.0992 (1.48%)	4.0545 (0.37%)	4.3418 (7.48%)	4.1119 (1.79%)	4.0644 (0.62%)

Table VLS27: Result summary



## VSR2: Earthquake Response of a Three Storey Building

Source: Reference 2 (Problem P14)  
 Elements: Spring/damper element  
 Attribute: Point mass  
 Keywords: Base excitation, maximum deflection, earthquake, response spectrum

A shear-type building model subjected to horizontal ground motion is analysed. The displacement responses are determined.

Model data:

Mass  $M_1 = 1.0 \times 10^5 \text{ kg}$   
 $M_2 = 1.5 \times 10^5 \text{ kg}$   
 $M_3 = 2.0 \times 10^5 \text{ kg}$   
 Stiffness  $K_1 = 1.0 \times 10^7 \text{ N/m}$   
 $K_2 = 2.0 \times 10^7 \text{ N/m}$   
 $K_3 = 3.0 \times 10^7 \text{ N/m}$

Load data:

Response spectral curve given in  
 Figure VSR2-2



Figure VSR2-1: A three story building

Three spring elements are used to model the lateral stiffness characteristics, and the element lengths are arbitrarily set to 1.0. The spring lateral stiffness is set according to the shear stiffness specified in the figure, and the axial stiffness has no effect on the analysis results.

The only active degrees of freedom considered are the three horizontal displacements of the point masses and therefore the total number of degrees of freedom is three. All three free vibration modes are determined in the natural frequency analysis are used in the spectral analysis solution. The Square Root of Sum of the Square (SRSS) method is used to combine the modal responses.

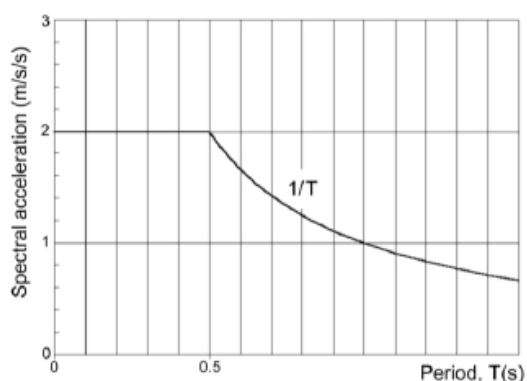


Figure VSR2-2: Acceleration spectrum

Mass	Target	Straus7
1	0.0384	0.0388 (1.0%)
2	0.0249	0.0251 (0.8%)
3	0.0124	0.0124 (0.0%)

Table VSR 2: Displacement results (m)

### 3 INTRODUZIONE E DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

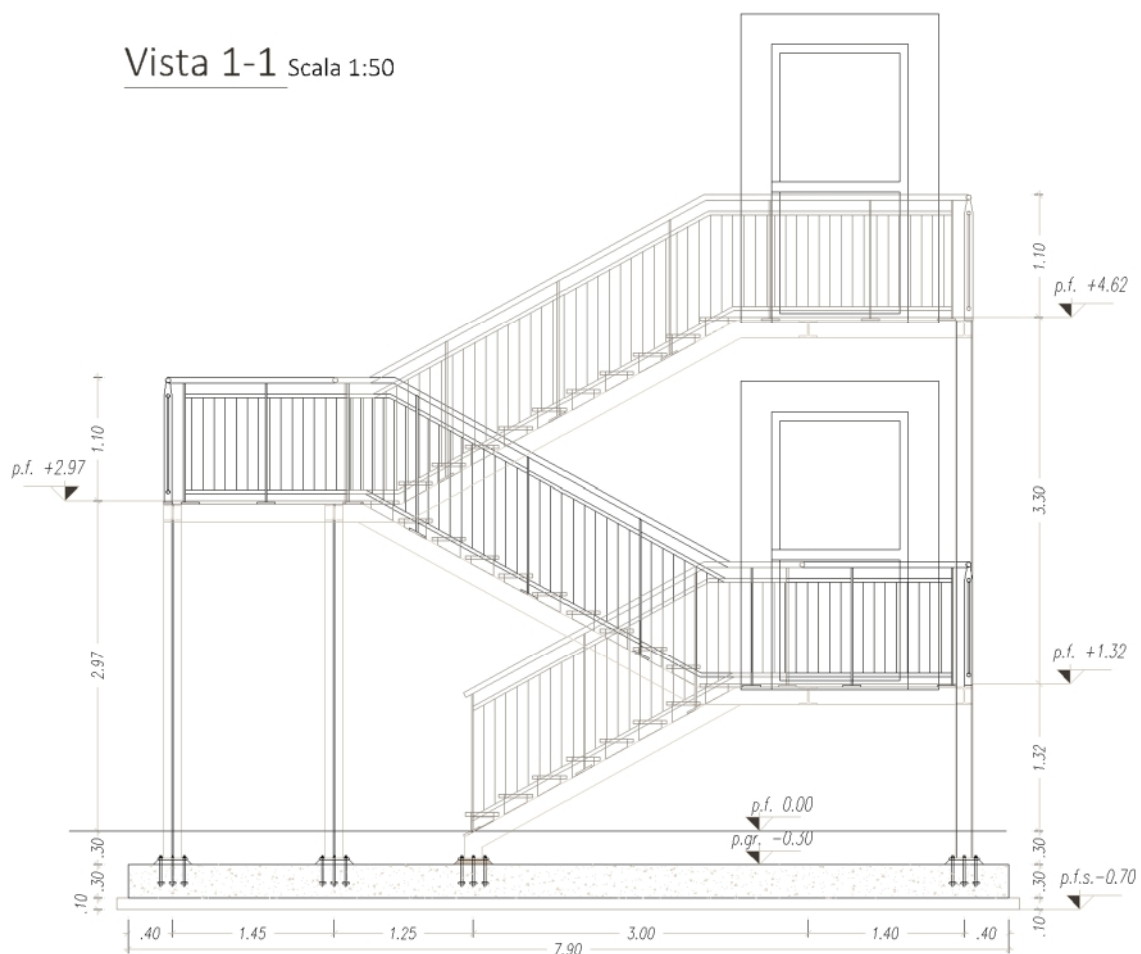
La presente relazione ha per oggetto il calcolo di una scala metallica da realizzare nell'ambito del progetto "Lavori di manutenzione straordinaria e realizzazione nuovo fabbricato ad uso spogliatoi presso l'edificio scolastico Scuola I.I.S. "B. Pascal - P. Mazzolari" nel comune di Verolanuova (BS).

#### Descrizione delle strutture dell'intera opera:

La scala in acciaio è costituita da gradini in grigliato elettrosaldato, fissati lateralmente a due putrelle a ginocchio realizzate mediante profili HEA160 per la prima rampa, con profili HEB160 per le successive due rampe.

I pianerottoli di piano e intermedi sono anch'essi realizzati con un grigliato di acciaio sorretto da putrelle laterali (profili principali HEB160, profili secondari HEA160). L'intera struttura della scala è sorretta da colonne in acciaio HEA160 ed HEB160. Non è prevista la realizzazione di strutture di controvento, ma per le colonne la piastra di base sarà prevista con tirafondi idonei all'assorbimento di azioni flettenti (si realizza cioè un vincolo di incastro). Tutti i profili sono realizzati in acciaio S355. Completa la struttura in elevazione il parapetto metallico disposto ai lati di rampe e pianerottoli. La fondazione è costituita da una platea in c.a. di spessore pari a 30cm.

In figura il prospetto della scala. Si rimanda agli elaborati grafici di progetto per i dettagli.



## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### ACCIAIO PER ARMATURE DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO (Fondazioni)

Barre ad aderenza migliorata in acciaio tipo B 450 C:

Tensione di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
Tensione di calcolo	$f_{yd} = 391 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E_s = 210000 \text{ MPa}$

### CALCESTRUZZO ARMATO PER FONDAZIONI – C25/30

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 25/30
Classe di consistenza (slump)	S4/S5
Classe di esposizione	XC2 (UNI EN 206 – 1)
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	$R_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	$f_{ck} \geq 25 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo allo SLU ( $\gamma_c = 1,5$ ; $\alpha_{cc} = 0,85$ )	$f_{cd} = 14,17 \text{ MPa}$
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 2,56 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk,005} = 1,80 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E_{cm} = 31476 \text{ MPa}$

### ACCIAIO CARPENTERIA METALLICA

Gli acciai laminati a caldo impiegati per la realizzazione di profili sono conformi alle norme armonizzate UNI EN 10025:2005-1, UNI EN 10210-1 e UNI EN 10219-1 recanti marcatura CE. Le caratteristiche meccaniche sono:

Acciaio S355

Tensione di snervamento	$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
Tensione di rottura	$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$
Modulo elastico:	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$ ;
Modulo di elasticità tangenziale:	$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ N/mm}^2$ ;
Coefficiente di Poisson:	$\nu = 0,3$ ;
Coefficiente di espansione termica lineare:	$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ ;
Densità di massa:	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$ .

### BULLONI AD ALTA RESISTENZA (CLASSE 8.8)

I bulloni hanno caratteristiche dimensionali conformi alle norme UNI EN ISO 4016:2002. I bulloni utilizzati possiedono classe di resistenza 8.8, che rientra tra quelle indicate nella norma UNI EN ISO 898-1:2001. La tensione di snervamento ( $f_y$ ) e di rottura ( $f_t$ ) sono:

Resistenza a rottura	$f_{t,b} = 800 \text{ MPa}$
Resistenza a snervamento	$f_{y,b} = 640 \text{ MPa}$

### SALDATURE

I processi di saldatura devono essere eseguiti in conformità a quanto previsto al § 11.3.4.5 del DM 2018.

## 5 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Comune:	Verolanuova
Provincia:	Brescia
Regione:	Lombardia
Vita Nominale (Tab.2.4.I NTC 2018)	$V_n = 100$ anni
Classe d'uso (§ 2.4.2 NTC 2018)	CLASSE III
Coefficiente d'uso	$C_u = 1,5$
Periodo di riferimento azione sismica	$V_r = 100 \times 1,5 = 150$ anni

## 6 ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali seguono il metodo semi-probabilistico agli stati limite. Le condizioni elementari di carico sono cumulate secondo combinazioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, determinando quindi le azioni di calcolo da utilizzare per le diverse verifiche agli stati limite.

### 6.1 Condizioni di carico elementari

Le condizioni elementari di carico sono: peso proprio, carichi permanenti, carichi accidentali e sisma. I carichi permanenti ed accidentali sono combinati con i valori riportati nelle tabelle 2.5.I e 2.6.I nelle NTC 2018. Il sisma di progetto corrisponde a quanto previsto nelle NTC 2018. Per la determinazione dei pesi propri strutturali si fa riferimento ai seguenti valori dei pesi per unità di volume:

- Calcestruzzo armato  $\rho = 25.00 \text{ kN/m}^3$
- Acciaio  $\rho = 78.50 \text{ kN/m}^3$

#### 1) CARICO PERMANENTE

- Peso proprio travi e colonne scala  
Totale carico strutturale  $\approx 30.00 \text{ kN}$

#### 2) SOVRACCARICO PERMANENTE

- Parapetti e grigliato strutturale  $g_2 = 1.00 \text{ kN/m}^2$   
Superficie complessiva rampe e pianerottoli  $\approx 30.00 \text{ mq}$   
Totale sovraccarico permanente  $= 1.00 \times 30.00 \approx 30.00 \text{ kN}$

#### 3) SOVRACCARICO ACCIDENTALE

- Folla Cat. C  $q_k = 4.00 \text{ kN/m}^2$   
Superficie complessiva rampe e pianerottoli  $\approx 30.00 \text{ mq}$
- Totale sovraccarico accidentale  $= 4.00 \times 30.00 \approx 120.00 \text{ kN}$

#### 4) AZIONI ORIZZONTALI IN ESERCIZIO

Si assume un carico del vento pari a  $0.80 \text{ kN/m}^2$ ; Le superfici lorde investite sul lato nord e sul lato est valgono rispettivamente  $20.0$  e  $16.0 \text{ mq}$ . Si assume un rapporto pieni/vuoti pari a  $0.40$ , per una azione orizzontale massima rispettivamente pari a  $0.40 \times 20 \times .80 = 6.40 \text{ kN}$  e  $0.40 \times 16 \times .80 = 5.12 \text{ kN}$ . Nel modello, per semplicità di calcolo, il vento viene assimilato ad un carico orizzontale pari al 15% di cui ai punti 1 e 2, agente in direzione X, oppure Y, oppure in entrambe, equivalente al carico calcolato in precedenza

Totale sovraccarico orizzontale applicato al modello  $= 0.15 \times (30.00 + 30.00) = 9.00 > 6.40 \text{ kN}$

## 6.2 Azione sismica

Lo studio del comportamento della struttura sottoposta all'azione sismica è stato condotto mediante analisi dinamica modale con spettro di risposta.

Per il dimensionamento e la verifica dell'edificio si è fatto riferimento ad un comportamento strutturale non dissipativo, si è utilizzato un fattore di struttura  $q = 1,5$ .

Per i parametri che caratterizzano l'azione sismica per le componenti orizzontali sono:

### Componente orizzontale

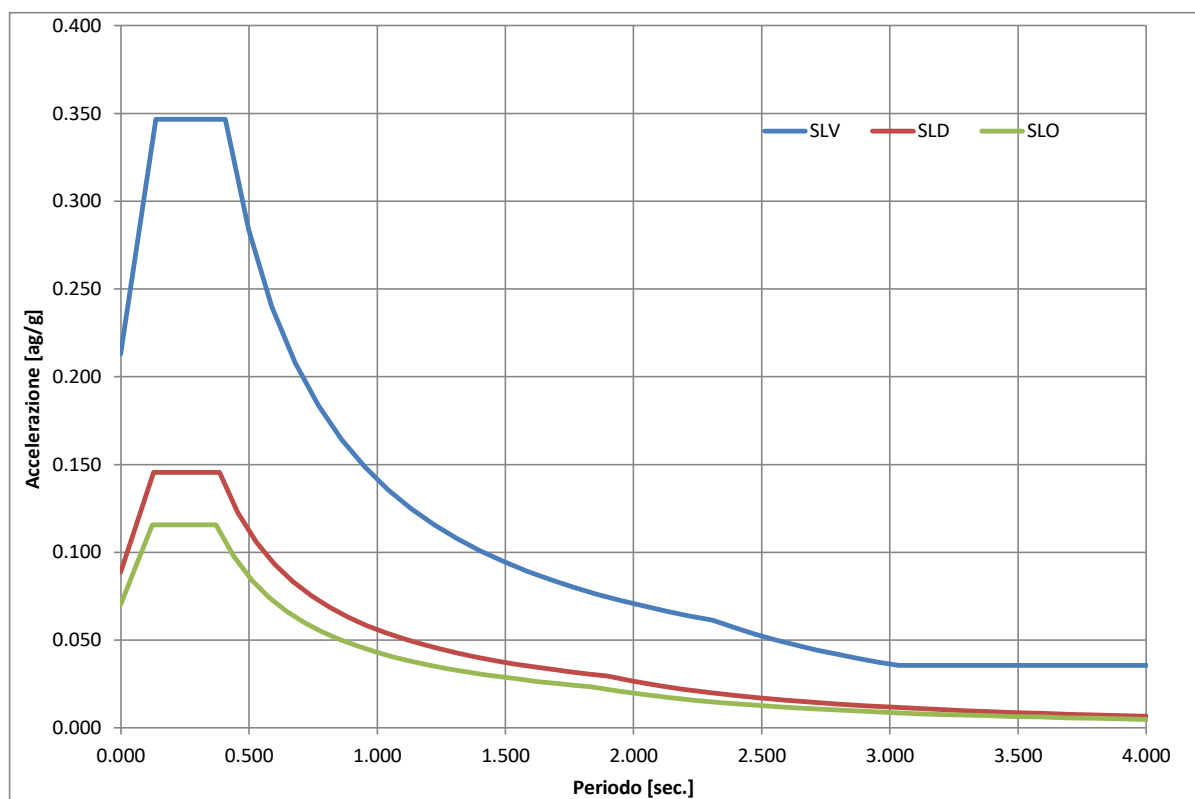
#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV	SLD	SLO
ag	0.177 g	0.074 g	0.059 g
Fo	2.442	2.463	2.471
TC*	0.289 s	0.269 s	0.257 s
SS	1.200	1.200	1.200
CC	1.410	1.430	1.443
ST	1.000	1.000	1.000
q	1.500	1.500	1.500

#### Parametri dipendenti

S	1.200	1.200	1.200
$\eta$	0.667	0.667	0.667
TB	0.136 s	0.128 s	0.124 s
TC	0.408 s	0.385 s	0.372 s
TD	2.310 s	1.895 s	1.834 s

La figura sotto riporta gli spettri di risposta utilizzati nell'analisi sismica.



In combinazione sismica, si considera la presenza di un carico accidentale pari a  $\psi \times q = 0.60 q$

### 6.3 Combinazioni di carico

Le azioni sulla struttura sono state cumulate in modo tale da risultare sfavorevoli ai fini delle singole verifiche. Le combinazioni di calcolo sono state ottenute combinando linearmente, mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza, i carichi definiti ai paragrafi precedenti. Ai fini delle verifiche si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale (SLU)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki})$$

- Combinazione caratteristica rara (SLE)

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

- Combinazione frequente (SLE)

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

- Combinazione quasi permanente (SLE)

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

- Combinazione sismica (SLO, SLD, SLV, SLC)

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

- Combinazione eccezionale (SLU)

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti di combinazione  $\psi$  sono:

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

I valori dei coefficienti parziali le azioni  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qi}$  sono:

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

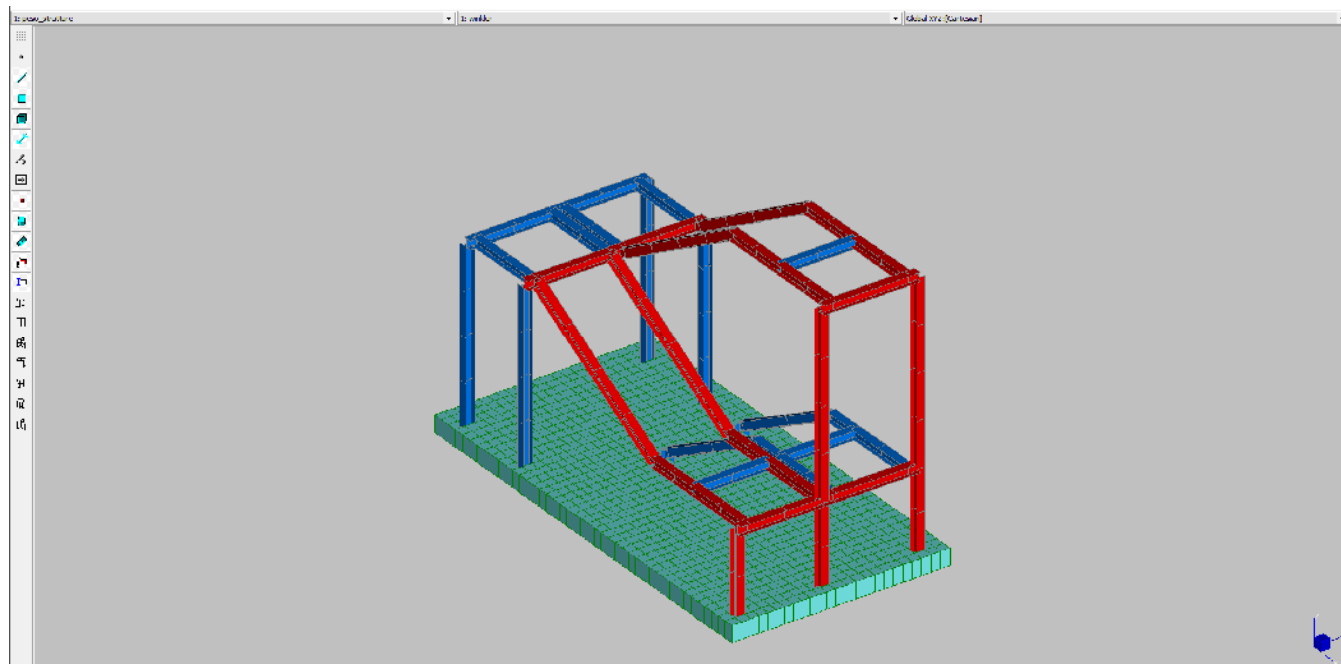
## 7 METODO DI ANALISI

### 7.1 Modello di calcolo

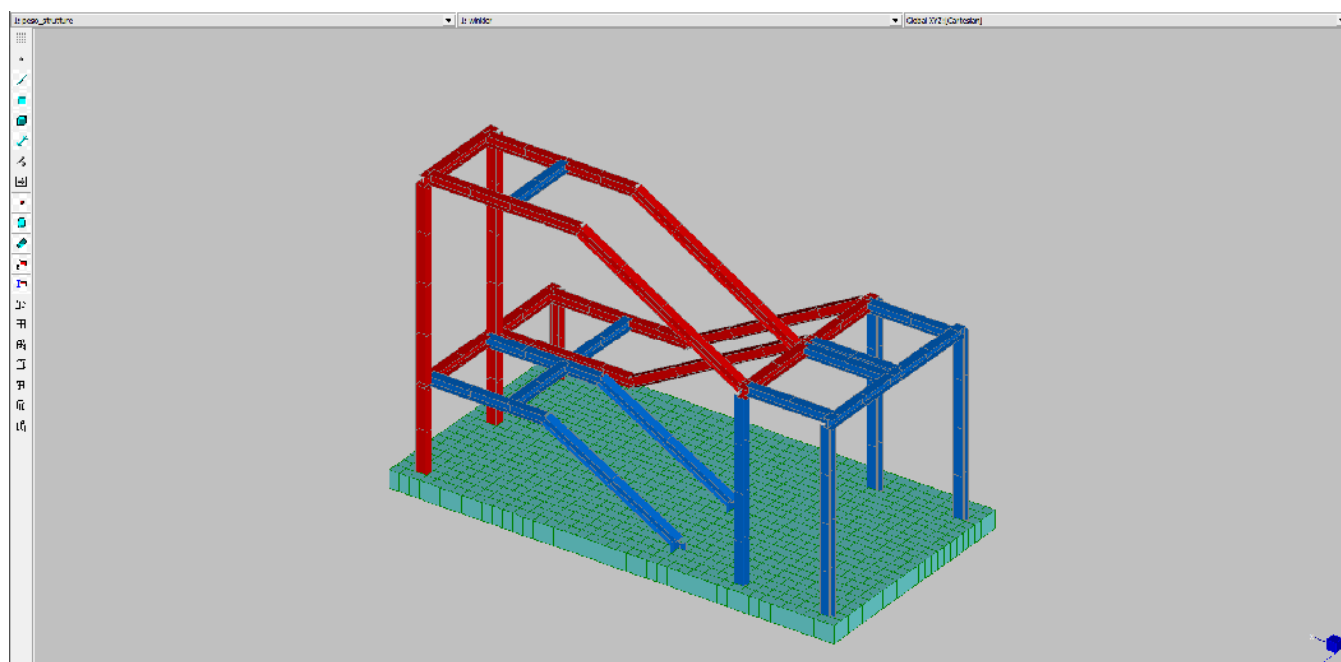
La valutazione delle sollecitazioni delle strutture oggetto della presente relazione nei confronti dei carichi verticali e orizzontali è stata condotta attraverso l'utilizzo di un modello ad elementi finiti realizzato con il software STRAUS7.

Travi e colonne in acciaio sono modellate mediante elementi monodimensionali tipo "Beam", la piastra di fondazione mediante elementi bidimensionali tipo "Plate". La platea viene modellata su suolo elastico alla "Winkler", per il quale si assume un coefficiente di sottofondo pari a  $2.00 \text{ kg/cm}^2 / \text{cm}$  ( $20000 \text{ kPa/m}$ );

Modello completo – Vista assonometrica 1:



Modello completo – Vista assonometrica 2:





## 8 ANALISI SISMICA

### 8.1 Modi di vibrare della struttura e masse partecipanti

È stato considerato un numero di modi di vibrare in modo tale da raggiungere almeno l'85% di massa partecipante sia in direzione X che in direzione Y come prescritto al Par. 7.3.3.1 delle NTC 2018. Si riportano le frequenze e le masse partecipanti dei vari modi considerati. L'azione sismica verticale non è considerata, in quanto trascurabile rispetto agli effetti dei sovraccarichi verticali. Si osserva che in direzione z, i modi di vibrare con massa significativa presentano frequenza di almeno  $4.50 > 3.00$  Hz

TOTAL MASS (MX,MY,MZ) : ( 1.586297E+04, 1.586297E+04, 1.586297E+04)

#### MODE PARTICIPATION FOR TRANSLATIONAL EXCITATION

Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	8.3264E-01	1.6843E+03	4.6100E+04	0.000	33.455	0.000
2	1.0232E+00	1.3741E+03	5.6797E+04	0.000	15.002	0.000
3	1.0850E+00	1.0891E+03	5.0619E+04	0.000	11.524	0.000
4	1.8716E+00	1.2900E+03	1.7839E+05	0.000	0.490	0.000
5	2.5058E+00	3.3063E+03	8.1960E+05	39.350	0.015	0.640
6	2.5660E+00	3.1211E+03	8.1128E+05	0.026	19.505	0.002
7	3.3012E+00	1.5529E+03	6.6812E+05	0.000	6.400	0.000
8	4.5075E+00	4.1984E+03	3.3676E+06	13.701	0.000	7.698
9	5.4459E+00	1.8577E+03	2.1751E+06	2.646	0.000	0.466
10	5.6191E+00	1.3096E+03	1.6325E+06	0.056	0.000	17.041
11	6.8463E+00	2.0390E+03	3.7730E+06	14.701	0.000	14.231
12	7.2639E+00	1.9057E+03	3.9696E+06	3.927	0.000	0.409
13	7.7380E+00	1.3698E+03	3.2380E+06	0.002	0.000	0.001
14	8.2476E+00	1.2665E+03	3.4010E+06	0.004	0.000	0.000
15	9.5126E+00	4.4409E+03	1.5865E+07	3.069	0.000	1.258
16	1.0103E+01	1.7920E+03	7.2205E+06	0.000	7.502	0.000
17	1.0729E+01	2.8596E+03	1.2995E+07	4.031	0.000	13.978
18	1.2269E+01	8.8266E+02	5.2449E+06	0.210	0.000	1.973
19	1.2501E+01	2.1634E+03	1.3348E+07	0.000	0.793	0.004
20	1.2711E+01	1.5337E+03	9.7827E+06	0.231	0.000	3.040
21	1.3746E+01	8.2361E+02	6.1434E+06	0.000	0.000	0.000
22	1.3958E+01	1.8447E+03	1.4188E+07	0.000	0.001	0.002
23	1.4422E+01	5.8061E+28	4.7679E+32	0.000	0.000	0.000
24	1.4422E+01	8.9434E+26	7.3442E+30	0.000	0.000	0.000
25	1.5503E+01	3.8380E+29	3.6418E+33	0.000	0.000	0.000
26	1.5503E+01	2.6814E+29	2.5443E+33	0.000	0.000	0.000
27	1.5503E+01	3.3055E+28	3.1365E+32	0.000	0.000	0.000
28	1.5503E+01	7.4734E+29	7.0913E+33	0.000	0.000	0.000
29	1.6606E+01	8.2717E+02	9.0048E+06	0.000	0.000	0.001
30	1.6881E+01	8.8031E+02	9.9041E+06	0.000	1.292	0.000
31	1.7670E+01	6.7215E+02	8.2852E+06	0.000	0.000	0.001
32	2.0725E+01	2.6952E+03	4.5704E+07	0.156	0.000	0.163
33	2.1492E+01	1.2544E+03	2.2874E+07	0.084	0.000	0.211
34	2.1695E+01	1.5825E+03	2.9405E+07	0.149	0.000	0.000
35	2.2730E+01	1.8589E+03	3.7916E+07	0.016	0.000	1.832
36	2.3437E+01	1.3902E+03	3.0146E+07	0.000	0.014	0.003
37	2.3900E+01	6.7507E+02	1.5223E+07	0.000	0.000	0.000
38	2.5114E+01	1.5277E+03	3.8037E+07	0.000	0.037	0.001
39	2.8296E+01	1.2207E+03	3.8584E+07	4.331	0.000	1.764
40	2.9494E+01	4.5992E+04	1.5794E+09	0.002	0.015	0.000
41	3.0302E+01	1.5481E+03	5.6119E+07	0.000	0.007	0.000
42	3.1523E+01	1.6634E+03	6.5253E+07	1.023	0.000	0.056

TOTAL TRANSLATIONAL MASS PARTICIPATION FACTORS 87.716 96.052 64.774

### 8.2 Risultati dell'analisi modale e combinazioni di carico analizzate

Per la combinazione dei modi al fine di calcolare le sollecitazioni e spostamenti complessivi dovuti all'applicazione dell'azione sismica le NTC 2018 prescrivono l'utilizzo della combinazione quadratica completa espressa dalla formula:

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$



In questa fase, visto che oltre il 65% della massa partecipante alla definizione dell'azione sismica corrisponde a periodi di vibrazione posti in corrispondenza del plateau dello spettro, a favore di sicurezza e per semplicità di calcolo, l'azione sismica orizzontale nelle due direzioni principali è stata considerata applicata globalmente alle masse in funzione del valore  $Se[g] = 0.325$  allo SLV, ed  $Se[g] = 0.207$  allo SLO,

Le componenti dell'azione sismica sono state considerate agenti simultaneamente secondo l'espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi.

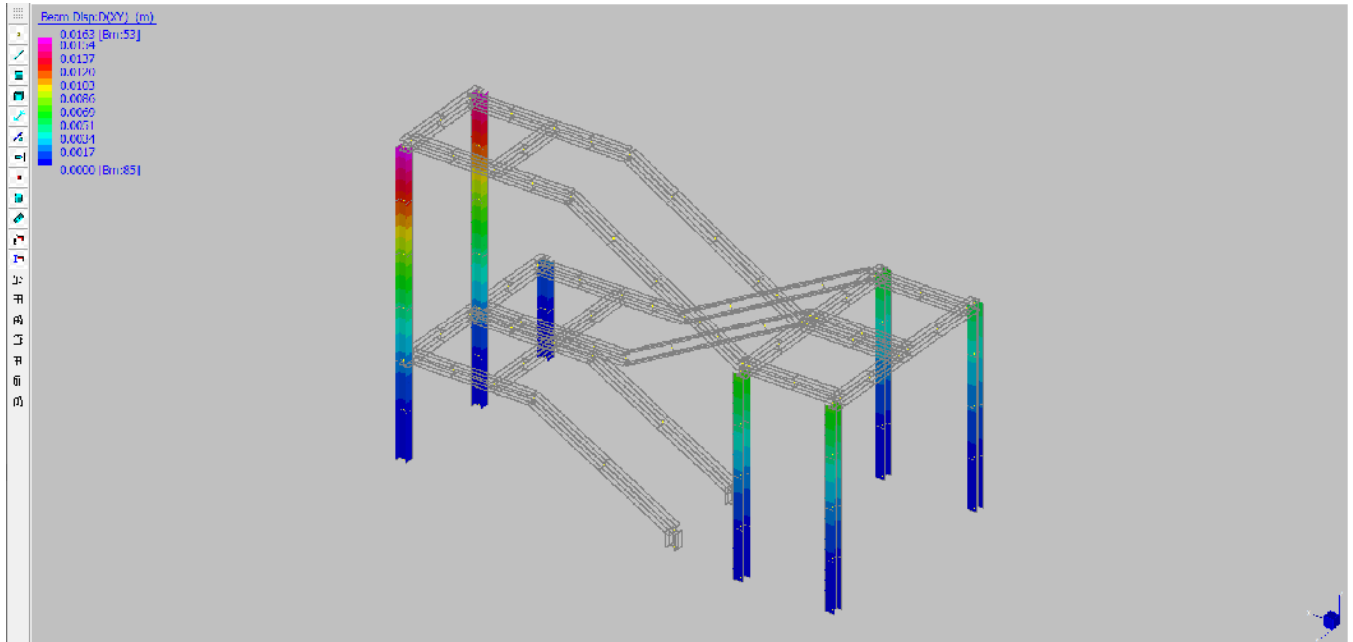
Gli effetti dell'analisi modale sono stati combinati con gli effetti degli altri carichi secondo la combinazione sismica delle azioni descritta in precedenza.

CASES	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
-------	---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

## 9 VERIFICHE STRUTTURE IN ACCIAIO

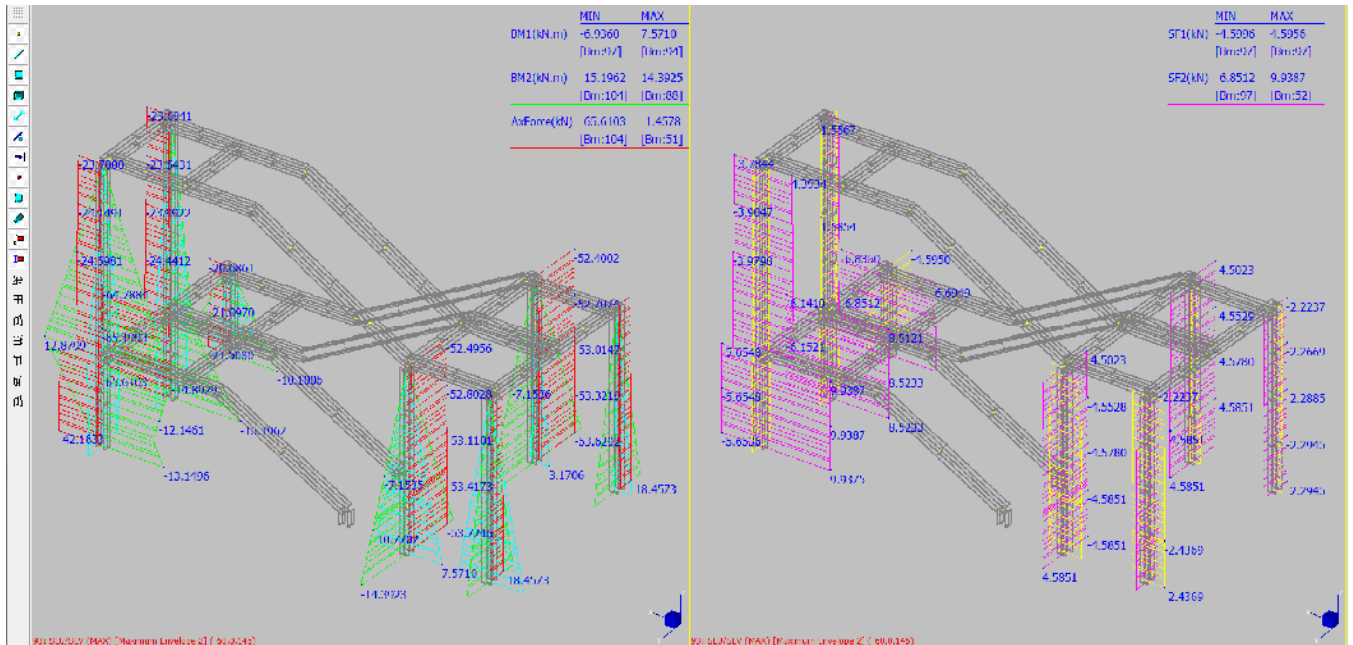
### 9.1 Colonne

#### Diagramma degli spostamenti in combinazioni SLE /SLO



Il limite al massimo spostamento interpiano risulta pari a  $H / 300 = 1.67$  cm in combinazione SLE ed  $H / 150 = 3.33$  in combinazione SLO. Risulta  $\delta_{\max} = 1.63 < 1.67$  cm; verifica soddisfatta.

#### Diagramma delle sollecitazioni in combinazioni SLU/SLV



#### Tabella sollecitazioni

	HEA160				HEB160		
	col 1	col 2	col 3	col 4	col 5	col 6	col 7
Ty (kN)	1.06	1.06	2.46	2.44	4.60	1.95	1.78
My (kNm)	3.17	3.17	7.57	7.55	6.94	5.20	5.19
Tx (kN)	2.30	4.59	4.59	2.30	6.85	8.52	9.94
Mx (kNm)	7.17	14.40	14.40	7.17	10.30	15.20	14.89
N (kN)	18.46	53.63	53.73	18.46	21.51	65.61	42.16

Verifica colonne HEA160

Caratteristiche del materiale			
Classe del materiale			f <sub>yk</sub> 355
Modulo elastico		E <sub>s</sub> = 2,100,000	[daN/cm <sup>2</sup> ]
Coefficiente di Poisson		ν = 0.3	
Modulo di elasticità tang.		G = 807,692	[daN/cm <sup>2</sup> ]
Tensione di snerv.caratt.		f <sub>yk</sub> = 3550	[daN/cm <sup>2</sup> ]
Coeff. di sicurezza sezioni		γ <sub>M0</sub> = 1.05	
Tipo di costruzione			edilizia
Coeff. di sicurezza instabilità		γ <sub>M1</sub> = 1.05	
Caratteristiche della colonna			
Profilo tipo			HE 160A
Peso		p = 30.4	[daN/m]
Altezza		h = 152	[mm]
Larghezza		b = 160	[mm]
Spessore ali		t = 9.0	[mm]
Spessore anima		s = 6.0	[mm]
Raggio raccordo		r = 15.0	[mm]
Area lorda		A = 38.8	[cm <sup>2</sup> ]
Classe sezione			1 ok
Fattore di imperfezione		α = 0.49	Tab.4.2.VI
Inerzia Torsionale primaria		J <sub>T</sub> = 10.735	[cm <sup>4</sup> ]
Inerzia Torsionale secondaria		J <sub>ω</sub> = 31491.5	[cm <sup>6</sup> ]
Inerzia flessionale	J <sub>x</sub> = 1673	[cm <sup>4</sup> ]	J <sub>y</sub> = 616 [cm <sup>4</sup> ]
Raggio giratore	i <sub>x</sub> = 6.57	[cm]	i <sub>y</sub> = 3.98 [cm]
Modulo resistente elastico	W <sub>el-x</sub> = 220	[cm <sup>3</sup> ]	W <sub>el-y</sub> = 77 [cm <sup>3</sup> ]
Modulo resistente plastico	W <sub>pl-x</sub> = 245	[cm <sup>3</sup> ]	W <sub>pl-y</sub> = 118 [cm <sup>3</sup> ]
Altezza colonna	H <sub>c,x</sub> = 3.20	[m]	H <sub>c,y</sub> = 3.20 [m]
fattore di snellezza	β <sub>x-x</sub> = 1		β <sub>y-y</sub> = 1
snellezza	λ <sub>x-x</sub> = 49		λ <sub>y-y</sub> = 81
Snellezza adimensionale	λ <sub>x</sub> = 0.63755241		λ <sub>y</sub> = 1.05104425
Coefficiente d'instabilità	Φ <sub>x</sub> = 0.81043688		Φ <sub>y</sub> = 1.26085285
Fattore di riduzione	χ <sub>x</sub> = 0.76290941		χ <sub>y</sub> = 0.51090465
Carico critico	N <sub>cr,x-x</sub> = 3386.16595		N <sub>cr,y-y</sub> = 1245.94255
Azioni sollecitanti	N <sub>ed</sub> (kN) = 53.73	M <sub>dx</sub> (kNm) = 14.40	M <sub>dy</sub> (kNm) = 7.57
		M <sub>dxeq</sub> (kNm) = 10.80	M <sub>dyeq</sub> (kNm) = 5.68
Caso compressione e flessione			
Luce tra ritegni		L <sub>cr</sub> [cm] = 320	
Coeff.correttivo / mom. Critico [kgcm]		Ψ = 1.13	M <sub>cr</sub> = 1547096.9
Snellezza adimensionale		λ <sub>LT</sub> = 0.750	
Fattori correttivi		k <sub>c</sub> = 0.94	f = 0.970
Rapporto h / b		h/b = 0.95	
Curva di instabilità / fatt.imperf.		curva = b	α <sub>LT</sub> = 0.34
Fattore λ <sub>LT,0</sub> / Fattore β		λ <sub>LT,0</sub> = 0.4	β = 0.75
Fattore Φ <sub>LT</sub> / Fattore χ <sub>LT</sub>		Φ <sub>LT</sub> = 0.770	χ <sub>LT</sub> = 0.870
$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{yEd} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{zEd} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1 \quad (C4.2.36)$			
Verifica formula C4.2.36		0.382	VERIFICATO

Verifica colonne HEB160

Caratteristiche del materiale			
Classe del materiale			fyk 235
Modulo elastico		Es = 2,100,000	[daN/cm²]
Coefficiente di Poisson		v = 0.3	
Modulo di elasticità tang.		G = 807,692	[daN/cm²]
Tensione di snerv.caratt.		fyk = 2350	[daN/cm²]
Coeff. di sicurezza sezioni		γM0 = 1.05	
Tipo di costruzione			edilizia
Coeff. di sicurezza instabilità		γM1 = 1.05	
Caratteristiche della colonna			
Profilo tipo			HE 160B
Peso		p = 42.6	[daN/m]
Altezza		h = 160	[mm]
Larghezza		b = 160	[mm]
Spessore ali		t = 13.0	[mm]
Spessore anima		s = 8.0	[mm]
Raggio raccordo		r = 15.0	[mm]
Area lorda		A = 54.3	[cm²]
Classe sezione			1 ok
Fattore di imperfezione		α = 0.49	Tab.4.2.VI
Inerzia Torsionale primaria		Jt = 27.453	[cm4]
Inerzia Torsionale secondaria		Jω = 48026	[cm6]
Inerzia flessionale	Jx = 2492	[cm4]	Jy = 889 [cm4]
Raggio giratore	ix = 6.78	[cm]	iy = 4.05 [cm]
Modulo resistente elastico	Wel-x = 311	[cm³]	Wel-y = 111 [cm³]
Modulo resistente plastico	Wpl-x = 354	[cm³]	Wpl-y = 170 [cm³]
Altezza colonna	Hc,x = 5.00	[m]	Hc,y = 5.00 [m]
fattore di snellezza	βx-x = 1		βy-y = 1
snellezza	λx-x = 74		λy-y = 124
Snellezza adimensionale	λx = 0.78555408		λy = 1.31504901
Coefficiente d'instabilità	Φx = 0.95200836		Φy = 1.63786396
Fattore di riduzione	χx = 0.67122901		χy = 0.38252528
Carico critico	Ncr,x-x = 2065.98311		Ncr,y-y = 737.216533
Azioni sollecitanti	Ned (kN) 65.61	Mdx (kNm) 15.20	Mdy (kNm) 5.20
		Mdxeq (kNm) 11.40	Mdyeq (kNm) 3.90
Caso compressione e flessione			
Luce tra ritegni		Lcr [cm] = 500	
Coeff.correttivo / mom. Critico [kgcm]		Ψ = 1.13	Mcr = 1569114.5
Snellezza adimensionale		λLT = 0.728	
Fattori correttivi		kc = 0.94	f = 0.970
Rapporto h / b		h/b = 1	
Curva di instabilità / fatt.imperf.		curva = b	αLT = 0.34
Fattore λLT,0 / Fattore β		λLT,0 = 0.4	β = 0.75
Fattore ΦLT / Fattore χLT		ΦLT = 0.755	χLT = 0.882
$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{yEd} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{zEd} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1 \quad (C4.2.36)$			
Verifica formula C4.2.36		0.422	VERIFICATO

Verifica piastra di base – Determinazione sollecitazioni

Colonne HEA160

Verifica C.A. S.L.U. - File: piastra\_di\_base\_HEA160

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° Vertici  Zoom N° barre  Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	27	0
3	27	27
4	0	27

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	2.01	3	3
2	2.01	13.5	3
3	2.01	24	3
4	2.01	3	13.5
5	2.01	24	13.5
6	2.01	3	24

Tipo Sezione  
☐ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Sollecitazioni  
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N Ed  53.73 kN  
 M xEd  14.40 kNm  
 M yEd  7.57

P.to applicazione N  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

Metodo di calcolo  
☐ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☒ Metodo n

Materiali  
 B450C C25/30  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  14.17  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6  
 $\tau_{c1}$  1.829

$\sigma_c$  -7.031 N/mm²  
 $\sigma_s$  105.2 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0.5259 ‰  
 d 32.27 cm  
 x 16.15 x/d 0.5007  
 $\delta$  1

Verifica N° iterazioni:

☐ Precompresso

Colonne HEB160

Verifica C.A. S.L.U. - File: piastra\_di\_base\_HEB160

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° Vertici  Zoom N° barre  Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	27	0
3	27	27
4	0	27

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	2.01	3	3
2	2.01	13.5	3
3	2.01	24	3
4	2.01	3	13.5
5	2.01	24	13.5
6	2.01	3	24

Tipo Sezione  
☐ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Sollecitazioni  
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N Ed  42.16 kN  
 M xEd  14.89 kNm  
 M yEd  5.19

P.to applicazione N  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

Metodo di calcolo  
☐ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☒ Metodo n

Materiali  
 B450C C25/30  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  14.17  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6  
 $\tau_{c1}$  1.829

$\sigma_c$  -6.355 N/mm²  
 $\sigma_s$  104.1 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0.5206 ‰  
 d 30.33 cm  
 x 14.5 x/d 0.478  
 $\delta$  1

Verifica N° iterazioni:

☐ Precompresso

Verifica piastra di base – Tirafondi M16

$A = 201 \text{ mm}^2$ ;  $\sigma = 105 \text{ MPa}$ ;  $N_d = 201 \times 105 / 1000 = 21.15 \text{ kN}$

		<b>Classe del calcestruzzo</b>		C25/30	
		<b>Tipo tirafondo</b>		ad.migliorata	
		<b>Riduzione ancoraggio</b>		1	
		Resistenza cilindrica	$f_{ck} =$	25.00	N/mm <sup>2</sup>
		Resistenza di calcolo per compressione	$f_{cd} =$	14.17	N/mm <sup>2</sup>
		Resistenza di calcolo per aderenza (liscia)	$f_{bd,1} =$	1.05	N/mm <sup>2</sup>
		Resistenza di calcolo per aderenza (ad migliorata)	$f_{bd,2} =$	2.69	N/mm <sup>2</sup>
		Resistenza di calcolo per aderenza	$f_{ad} =$	2.69	N/mm <sup>2</sup>
		Distanza dal bordo	$a =$	250	mm
		Diametro barra	$\phi =$	16	mm
		Azione di calcolo	$N_d =$	21.15	kN

		<b>Ipotesi 3 - ancoraggio dotato di testa</b>			
		Raggio elemento di testa	$r =$	20	mm
		Lunghezza ancoraggio	$L =$	200	
		riduzione contributo cls compresso	$\alpha =$	0.9	
		Azione resistente	$N_r =$	39.94	kN

Verifica piastra di base – Piastra

Schema di mensola incastrata  $L_c = 60 \text{ mm}$ , soggetta al massimo carico ricavato in precedenza

Sez. unitaria  $10 \times 16 \text{ mm}$ ;  $L_c = 60 \text{ mm}$ ;  $q = 7.03 \text{ MPa (N/mm}^2)$

$W = 10 \times 16^2 / 6 = 427 \text{ mm}^3$ ;

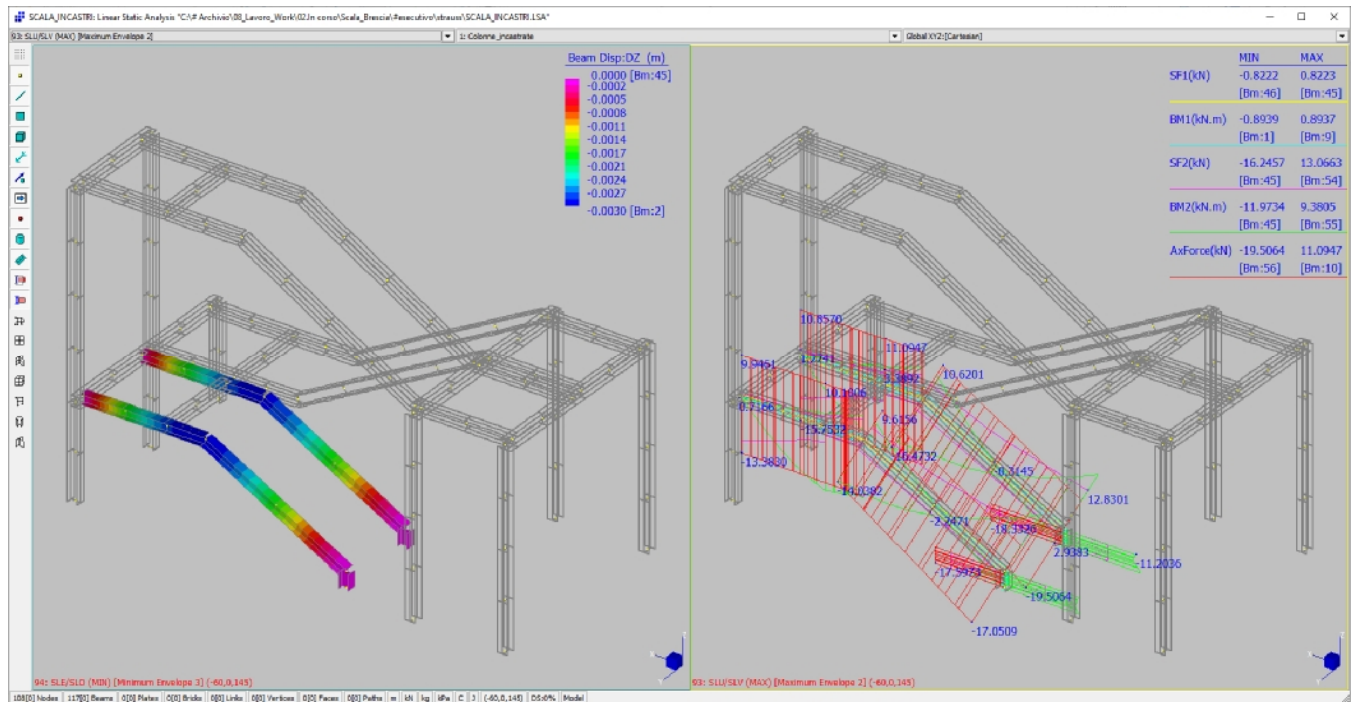
$M = (7.03 \times 10) \times 60^2 / 2 = 126540 \text{ Nmm}$

$\sigma_d = M / W = 126540 / 427 = 296 < 338 \text{ Mpa}$ ; verifica soddisfatta



## 9.2 Travi a ginocchio – Rampa 1 – profili HEA160

### Rampa 1 – Diagrammi della freccia SLE/SLO e delle sollecitazioni SLU/SLV



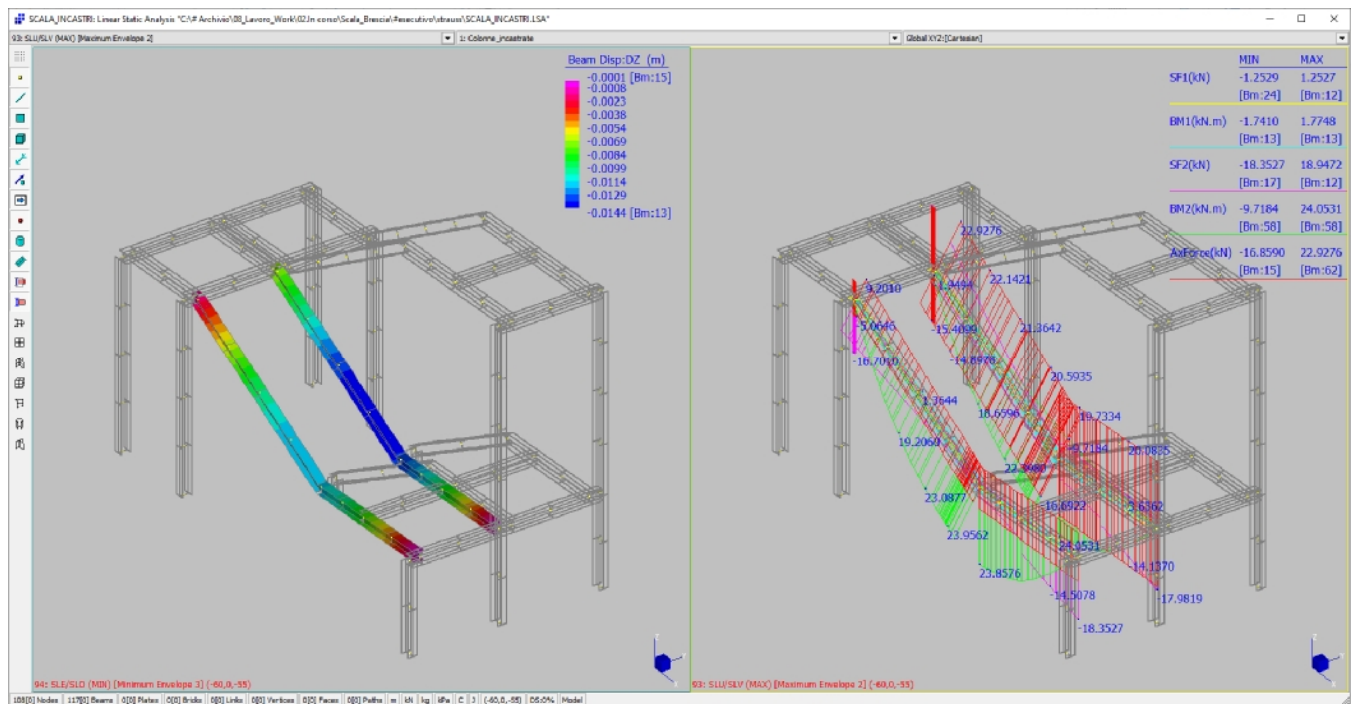
$\delta z = 0.3 \text{ cm}$ ;  $L_c = 440 \text{ cm}$ ;  $L_c / \delta z = 440 / 0.3 = 1467 \gg 300$ ; verifica soddisfatta

#### Verifica per tensioni normali

Caratteristiche del materiale				
Classe del materiale		f <sub>yk</sub> 355		
Modulo elastico		E <sub>s</sub> = 2,100,000	[daN/cm <sup>2</sup> ]	
Coefficiente di Poisson		ν = 0.3		
Modulo di elasticità tang.		G = 807,692	[daN/cm <sup>2</sup> ]	
Tensione di snerv. caratt.		f <sub>yk</sub> = 3550	[daN/cm <sup>2</sup> ]	
Coeff. di sicurezza sezioni		γ <sub>M0</sub> = 1.05		
Tipo di costruzione		edilizia		
Coeff. di sicurezza instabilità		γ <sub>M1</sub> = 1.05		
Caratteristiche della colonna				
Profilo tipo		HE 160A		
Peso		p = 30.4	[daN/m]	
Altezza		h = 152	[mm]	
Larghezza		b = 160	[mm]	
Spessore ali		t = 9.0	[mm]	
Spessore anima		s = 6.0	[mm]	
Raggio raccordo		r = 15.0	[mm]	
Area lorda		A = 38.8	[cm <sup>2</sup> ]	
Classe sezione		ok		
Fattore di imperfezione		α = 0.49	Tab.4.2.VI	
Inerzia Torsionale primaria		J <sub>T</sub> = 10.735	[cm <sup>4</sup> ]	
Inerzia Torsionale secondaria		J <sub>ω</sub> = 31491.5	[cm <sup>6</sup> ]	
Inerzia flessionale	J <sub>x</sub> = 1673	[cm <sup>4</sup> ]	J <sub>y</sub> = 616	[cm <sup>4</sup> ]
Raggio giratore	i <sub>x</sub> = 6.57	[cm]	i <sub>y</sub> = 3.98	[cm]
Modulo resistente elastico	W <sub>el-x</sub> = 220	[cm <sup>3</sup> ]	W <sub>el-y</sub> = 77	[cm <sup>3</sup> ]
Modulo resistente plastico	W <sub>pl-x</sub> = 245	[cm <sup>3</sup> ]	W <sub>pl-y</sub> = 118	[cm <sup>3</sup> ]
Altezza colonna	H <sub>c,x</sub> = 4.40	[m]	H <sub>c,y</sub> = 4.40	[m]
fattore di snellezza	β <sub>x-x</sub> = 1		β <sub>y-y</sub> = 1	
snellezza	λ <sub>x-x</sub> = 67		λ <sub>y-y</sub> = 111	

Snellezza adimensionale	$\lambda_x$	x= 0.87663456	$\lambda_y$	y= 1.44518585		
Coefficiente d'instabilità	$\Phi_x$	x= 1.05001955	$\Phi_y$	y= 1.8493516		
Fattore di riduzione	$\chi_x$	x= 0.61425339	$\chi_y$	y= 0.33296984		
Carico critico	$N_{cr,x-x}$	1791.02992	$N_{cr,y-y}$	659.010936		
Azioni sollecitanti	Ned (kN)	20.00	Mdx (kNm)	12.00	Mdy (kNm)	1.00
			Mdxeq (kNm)	9.00	Mdyeq (kNm)	0.75
<b>Caso compressione e flessione</b>						
Luce tra ritegni			Lcr [cm]	= 440		
Coeff.correttivo / mom. Critico [kgcm]			$\Psi$	= 1.13	Mcr =	1006637.7
Snellezza adimensionale			$\lambda_{LT}$	= 0.930		
Fattori correttivi			$k_c$	= 0.94	f =	0.971
Rapporto h / b			h/b	= 0.95		
Curva di instabilità / fatt.imperf.			curva	= b	$\alpha_{LT}$	= 0.34
Fattore $\lambda_{LT,0}$ / Fattore $\beta$			$\lambda_{LT,0}$	= 0.4	$\beta$	= 0.75
Fattore $\Phi_{LT}$ / Fattore $\chi_{LT}$			$\Phi_{LT}$	= 0.914	$\chi_{LT}$	= 0.764
$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{yEd} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{zEd} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,x}}\right)} \leq 1 \quad (C4.2.36)$						
Verifica formula C4.2.36			0.209	VERIFICATO		

### 9.3 Travi a ginocchio – Rampa 2 – profili HEB160



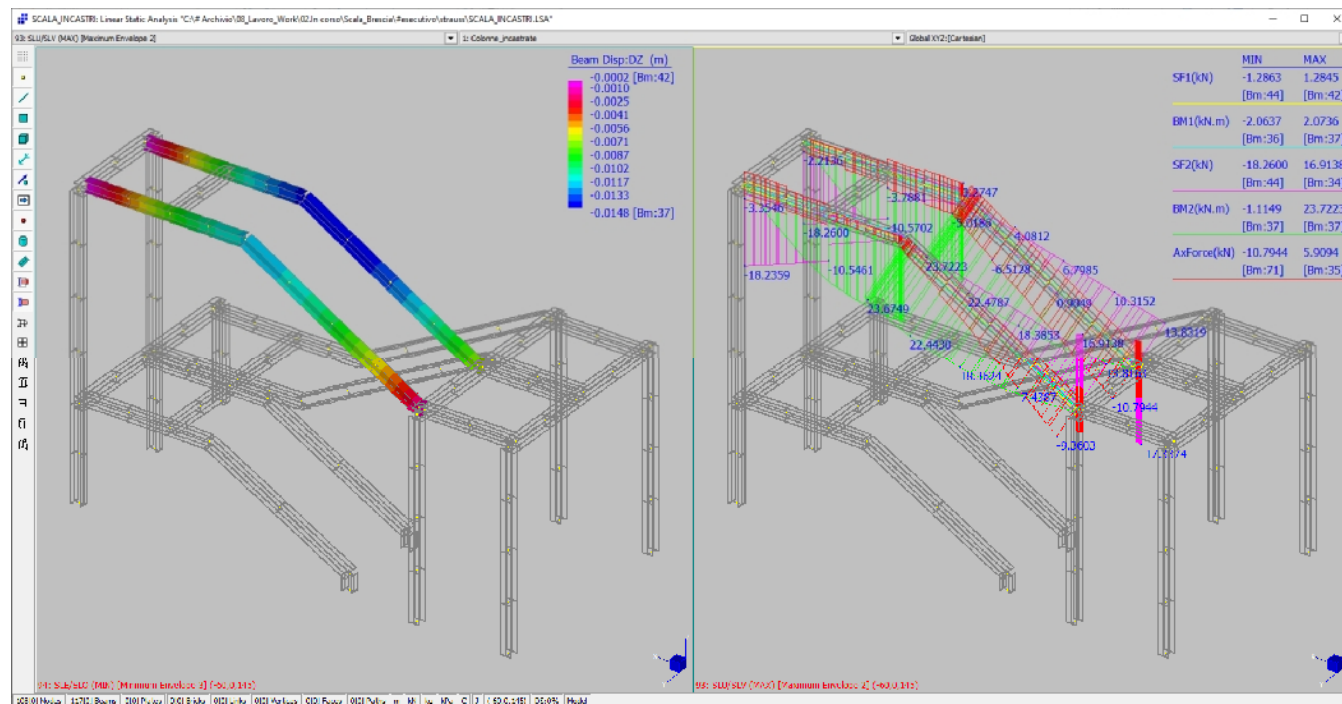
$\delta z = 1.44$  cm;  $L_c = 565$  cm;  $L_c / \delta z = 565 / 1.44 = 392 > 300$ ; verifica soddisfatta.



Verifica per tensioni normali

Caratteristiche del materiale			
Classe del materiale		fyk 355	
Modulo elastico		Es = 2,100,000	[daN/cm²]
Coefficiente di Poisson		v = 0.3	
Modulo di elasticità tang.		G = 807,692	[daN/cm²]
Tensione di snerv.caratt.		fyk = 3550	[daN/cm²]
Coeff. di sicurezza sezioni		γM0 = 1.05	
Tipo di costruzione		edilizia	
Coeff. di sicurezza instabilità		γM1 = 1.05	
Caratteristiche della colonna			
Profilo tipo		HE 160B	
Peso		p = 42.6	[daN/m]
Altezza		h = 160	[mm]
Larghezza		b = 160	[mm]
Spessore ali		t = 13.0	[mm]
Spessore anima		s = 8.0	[mm]
Raggio raccordo		r = 15.0	[mm]
Area lorda		A = 54.3	[cm²]
Classe sezione		1	ok
Fattore di imperfezione		α = 0.49	Tab.4.2.VI
Inerzia Torsionale primaria		JT = 27.453	[cm4]
Inerzia Torsionale secondaria		Jω = 48026	[cm6]
Inerzia flessionale	Jx = 2492	[cm4]	Jy = 889 [cm4]
Raggio giratore	ix = 6.78	[cm]	iy = 4.05 [cm]
Modulo resistente elastico	Wel-x = 311	[cm³]	Wel-y = 111 [cm³]
Modulo resistente plastico	Wpl-x = 354	[cm³]	Wpl-y = 170 [cm³]
Altezza colonna	Hcx = 5.65	[m]	Hcy = 5.65 [m]
fattore di snellezza	βx-x = 1		βy-y = 1
snellezza	λx-x = 84		λy-y = 140
Snellezza adimensionale	λax = 1.09102519		λay = 1.82641989
Coefficiente d'instabilità	Φax = 1.31346916		Φay = 2.56637768
Fattore di riduzione	χax = 0.48904204		χay = 0.22887025
Carico critico	Ncr,x-x = 1617.96782		Ncr,y-y = 577.348683
Azioni sollecitanti	Ned (kN) 23.00	Mdx (kNm) 24.00	Mdy (kNm) 2.00
		Mdxeq (kNm) 18.00	Mdyeq (kNm) 1.50
Caso compressione e flessione			
Luce tra ritegni		Lcr [cm] = 565	
Coeff.correttivo / mom. Critico [kgcm]		Ψ = 1.13	Mcr = 1365484.8
Snellezza adimensionale		λLT = 0.959	
Fattori correttivi		kc = 0.94	f = 0.972
Rapporto h / b		h/b = 1	
Curva di instabilità / fatt.imperf.		curva = b	αLT = 0.34
Fattore λLT,0 / Fattore β		λLT,0 = 0.4	β = 0.75
Fattore ΦLT / Fattore χLT		ΦLT = 0.940	χLT = 0.746
$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{yEd} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{zEd} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1 \quad (C4.2.36)$			
Verifica formula C4.2.36		0.287	VERIFICATO

## 9.4 Travi a ginocchio – Rampa 3 – profili HEB160



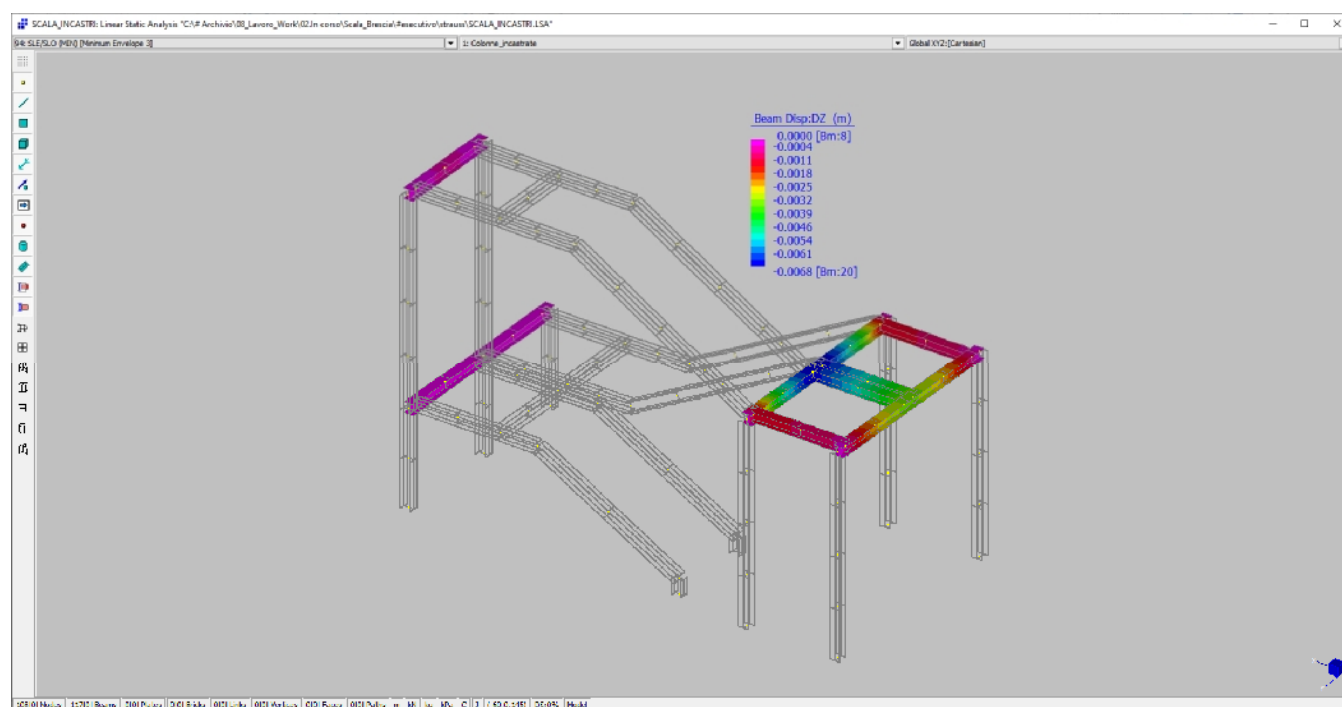
$\delta z = 1.48 \text{ cm}$ ;  $L_c = 565 \text{ cm}$ ;  $L_c / \delta z = 565 / 1.48 = 382 > 300$ ; verifica soddisfatta

### Verifica per tensioni normali

Poiché le sollecitazioni risultano inferiori al caso della rampa 2, si omettono le verifiche.

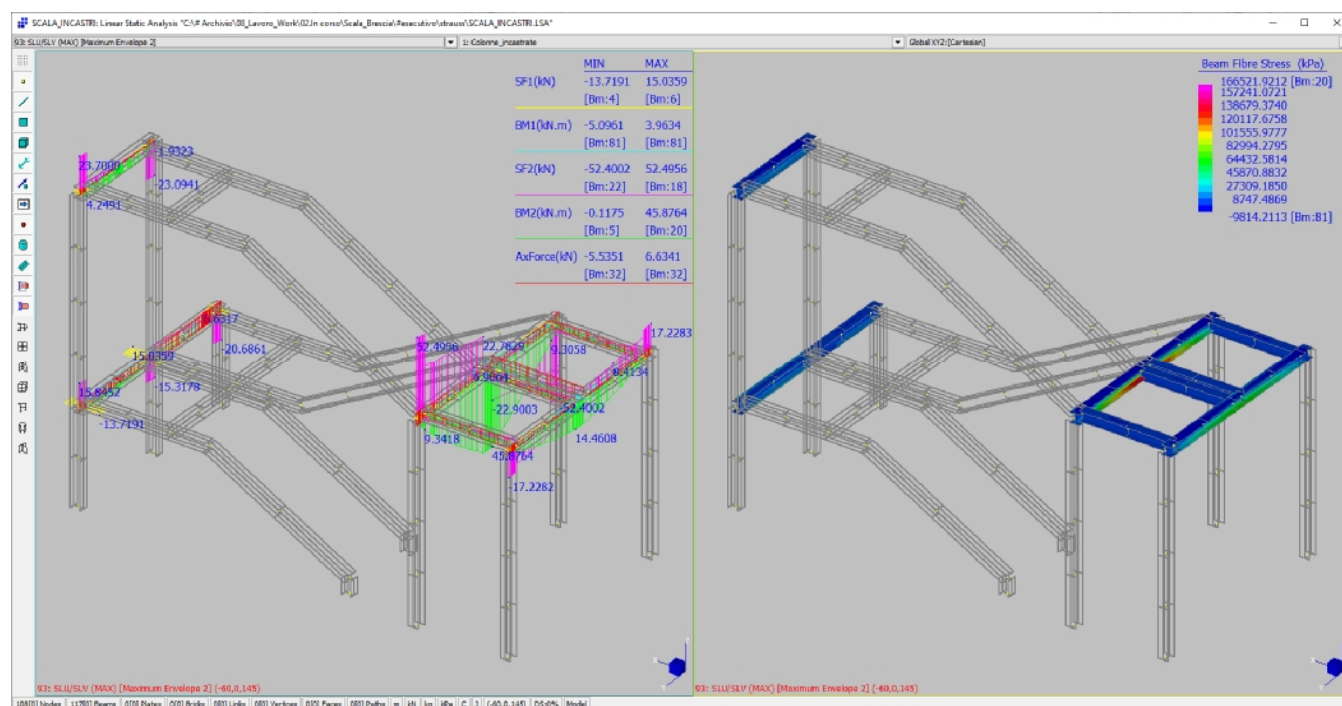
## 9.5 Travi principali HEB160 e secondarie HEA160

### Diagramma degli spostamenti



$\delta z = 0.7\text{cm}$ ;  $L_c = 340\text{ cm}$ ;  $L_c / \delta z = 340 / 0.70 = 486 > 300$ ; verifica soddisfatta.

### Diagramma delle sollecitazioni e delle azioni interne



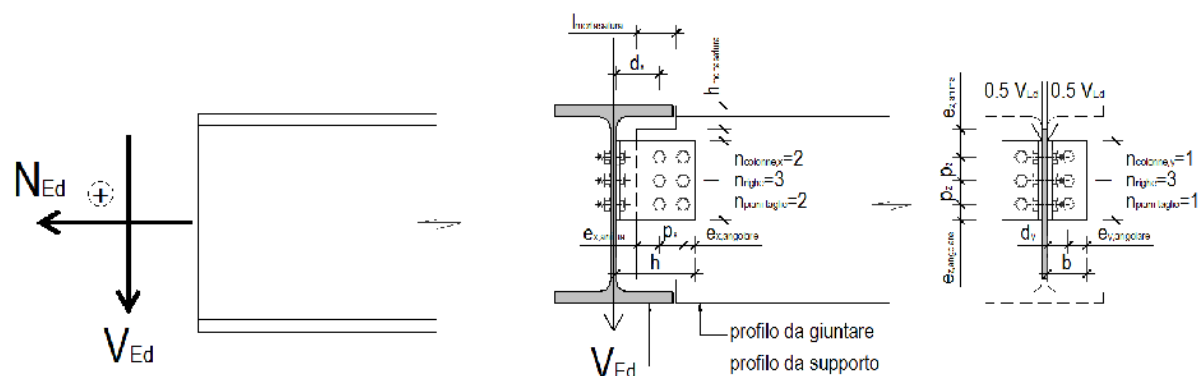
### Verifiche per tensioni normali

Risulta  $f_{d\max} = 167 < f_{yk} / \gamma_{m0} = 355 / 1.05 = 338\text{ Mpa}$ ; verifica soddisfatta

### Verifiche a taglio

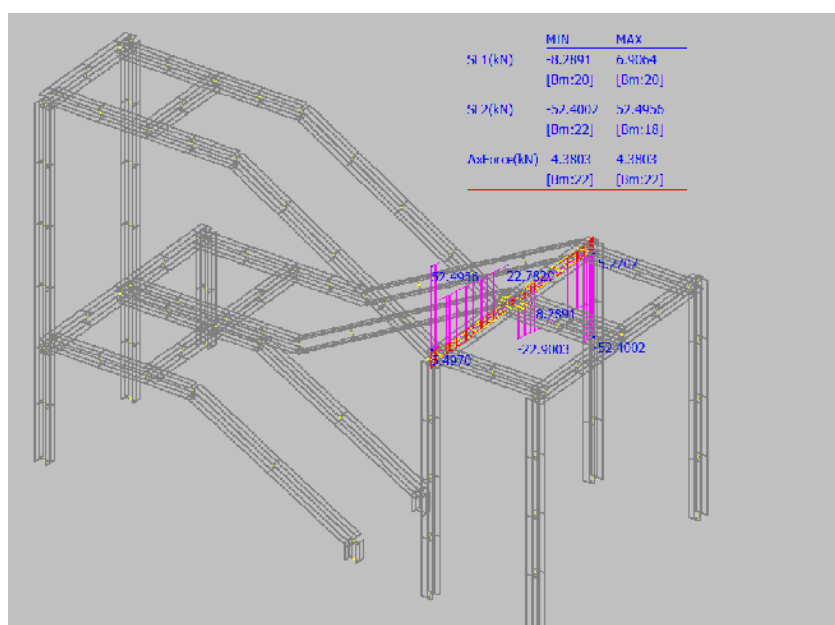
Si rimandano alle verifiche dei collegamenti

## 9.6 Collegamenti



### 9.6.1 Giunto N7

Trave HEB160 / colonna HEA160 – Angolare su anima trave ed ala esterna colonna - (angolare 75x75x6 – 2M14)



Ned = 5.00 kN; Ved = 53.00 kN

Caratteristiche profili

profilo da	B <sub>sup</sub> [mm]	t <sub>sup</sub> [mm]	B <sub>inf</sub> [mm]	t <sub>inf</sub> [mm]	H [mm]	t <sub>w</sub> [mm]	r [mm]	d [mm]
giuntare HE 160 B	160	13.0	160	13.0	160	8.0	15.0	10
supporto HE 160 B	160	13.0	160	13.0	160	8.0	15.0	

Coefficienti sicurezza

γ <sub>M0</sub>	1.05
γ <sub>M2</sub>	1.25
γ <sub>M3</sub>	1.25
γ <sub>M7</sub>	1.10

angolare	h mm	b mm	t mm	Ø <sub>z</sub> mm	Ø <sub>y</sub> mm	e <sub>z, min</sub> mm	e <sub>z, max</sub> mm	e <sub>y, min</sub> mm	e <sub>y, max</sub> mm
L 75 x 75 x 6	75	75	6	M16	M16	36	48	36	48

Sollecitazione di calcolo

N <sub>Ed</sub> [kN]	V <sub>Ed</sub> [kN]	mortasat.	l <sub>mortatura</sub> [mm]	h <sub>mortatura</sub> [mm]
5	53	doppia	80	30

Caratteristiche acciaio

acciaio	f <sub>yk</sub> [MPa]	f <sub>yk</sub> [MPa]
S355	510	355

Caratteristiche bulloni

M	14	classe	μ
non precaricati		8.8	0.45

Caratteristiche singolo angolare

l [mm]	t <sub>p</sub> [mm]	n <sub>colonne, x</sub> [-]	n <sub>colonne, y</sub> [-]	n <sub>file</sub> [-]	n <sub>piani taglio</sub> [-]	d <sub>0</sub> [mm]	d <sub>m</sub> [mm]	f <sub>td</sub> [MPa]	A <sub>res</sub> [mm <sup>2</sup> ]	F <sub>v, Rd</sub> [kN]	F <sub>t, Rd</sub> [kN]	F <sub>s, Rd</sub> [kN]	F <sub>p, C</sub> [kN]
100	6	1	1	2	2	15.0	22.0	800	115	44.16	66.24	21.08	58.55

**Verifica angolare ed anima profilo da giuntare (forza orizz. F = 5 kN; forza vert. F = 53 kN; momento torcente M = 2.43 kNm)**

Verifica bulloni trave da giuntare	$F_{x,N} = 1.25$	kN	$F_{z,V} = 13.25$	kN
	$F_{x,M} = 24.38$	kN	$F_{z,M} = 0.00$	kN
	$F_{v,Ed} = 28.85$	≤	$F_{v,Rd} = 44.16$	kN <b>Verifica</b>

## Rifollamento angolare lungo x

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	0.73		$\alpha$	1.00	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	25.63	kN	$F_{b,Ed}$	1.25	kN
$F_{b,Rd}$	62.83	kN	$F_{b,Rd}$	85.68	kN

## Rifollamento angolare lungo z

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	0.56		$\alpha$	0.86	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	13.25	kN	$F_{b,Ed}$	13.25	kN
$F_{b,Rd}$	47.60	kN	$F_{b,Rd}$	73.78	kN

Verifica angolare a rifollamento	$F_{v,Ed} = 28.85$	≤	$F_{b,Rd,x,min} = 62.83$	kN <b>Verifica</b>
	$F_{v,Ed} = 28.85$	≤	$F_{b,Rd,z,min} = 47.60$	kN <b>Verifica</b>

## Rifollamento anima profilo da giuntare lungo x

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	0.80		$\alpha$	1.00	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	51.26	kN	$F_{b,Ed}$	2.50	kN
$F_{b,Rd}$	91.39	kN	$F_{b,Rd}$	114.24	kN

## Rifollamento anima profilo da giuntare lungo z

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	0.56		$\alpha$	0.86	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	26.50	kN	$F_{b,Ed}$	26.50	kN
$F_{b,Rd}$	63.47	kN	$F_{b,Rd}$	98.37	kN

Verifica anima profilo a rifollamento	$F_{v,Ed} = 57.70$	≤	$F_{b,Rd,x,min} = 91.39$	kN <b>Verifica</b>
	$F_{v,Ed} = 57.70$	≤	$F_{b,Rd,z,min} = 63.47$	kN <b>Verifica</b>

## Verifica singolo angolare

$V_{Ed} = 26.50$	≤	$V_{c,Rd} = 117.12$	kN <b>Verifica</b>
$V_{Ed} = 26.50$	≤	$V_{c,Rd,net} = 98.93$	kN <b>Verifica</b>
$V_{Ed} = 26.50$	≤	$V_{eff,2,Rd} = 92.70$	kN <b>Verifica</b>
$N_{Ed} = 2.50$	≤	$N_{pl,Rd} = 202.86$	kN <b>Verifica</b>
$N_{Ed} = 2.50$	≤	$N_{u,Rd} = 154.22$	kN <b>Verifica</b>

## Limitazioni posizioni fori

distanze / interassi	min	max	Verifica
[mm]	[mm]	[mm]	
$e_{x,angolare}$	33.0	18.0	- SI
$e_{x,anima}$	36.0	18.0	- SI
$e_{v,angolare}$	33.0	18.0	- SI
$e_{v,angolare}$	25.0	18.0	- SI
$e_{z,anima}$	25.0	18.0	- SI
$p_{xy}$	60.0	36.0	84.0 SI
$p_{xz}$	50.0	36.0	84.0 SI
$p_{xy}$	60.0	36.0	84.0 SI
$d_{xy}$	42.0	36.0	48.0 SI
$d_{vz}$	42.0	36.0	48.0 SI

Instabilità locale  $p_{max} / t_p =$ 

## Verifica anima profilo da giuntare

$V_{Ed} = 53.00$	≤	$V_{c,Rd} = 156.16$	kN <b>Verifica</b>
$V_{Ed} = 53.00$	≤	$V_{c,Rd,net} = 131.91$	kN <b>Verifica</b>
$V_{Ed} = 53.00$	≤	$V_{eff,2,Rd} = 128.50$	kN <b>Verifica</b>
$N_{Ed} = 5.00$	≤	$N_{pl,Rd} = 270.48$	kN <b>Verifica</b>
$N_{Ed} = 5.00$	≤	$N_{u,Rd} = 205.63$	kN <b>Verifica</b>

File valido se baricentro connessione coincide con asse profilo da giuntare (per rendere 0 l'eccentricità dovuta a N)

**Verifica angolare ed anima profilo da supporto (forza orizz. F = 5 kN; forza vert. F = 53 kN; momento torcente M = 2.22 kNm)**

Verifica bulloni trave da supporto	$F_{x,N} = 1.25$	kN	$F_{z,V} = 13.25$	kN
	$F_{y,M} = 22.26$	kN	$F_{z,M} = 0.00$	kN
	$F_{v,Ed} = 25.91$	≤	$F_{v,Rd} = 44.16$	kN <b>Verifica</b>
	$F_{t,Ed} = 1.25$	≤	$F_{t,Rd} = 66.24$	kN <b>Verifica</b>
	$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 F_{t,Rd}) = 0.60$	≤	1.00	<b>Verifica</b>

## Rifollamento angolare lungo y

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	0.73		$\alpha$	1.00	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	22.26	kN	$F_{b,Ed}$	0.00	kN
$F_{b,Rd}$	62.83	kN	$F_{b,Rd}$	85.68	kN

## Rifollamento angolare lungo z

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	0.56		$\alpha$	0.86	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	13.25	kN	$F_{b,Ed}$	13.25	kN
$F_{b,Rd}$	47.60	kN	$F_{b,Rd}$	73.78	kN

Verifica angolare a rifollamento	$F_{v,Ed} = 25.91$	≤	$F_{b,Rd,y,min} = 62.83$	kN <b>Verifica</b>
	$F_{v,Ed} = 25.91$	≤	$F_{b,Rd,z,min} = 47.60$	kN <b>Verifica</b>

## Rifollamento anima profilo da supporto lungo y

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	1.00		$\alpha$	1.00	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	22.26	kN	$F_{b,Ed}$	0.00	kN
$F_{b,Rd}$	114.24	kN	$F_{b,Rd}$	114.24	kN

## Rifollamento anima profilo da supporto lungo z

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	1.00		$\alpha$	0.86	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	13.25	kN	$F_{b,Ed}$	13.25	kN
$F_{b,Rd}$	114.24	kN	$F_{b,Rd}$	98.37	kN

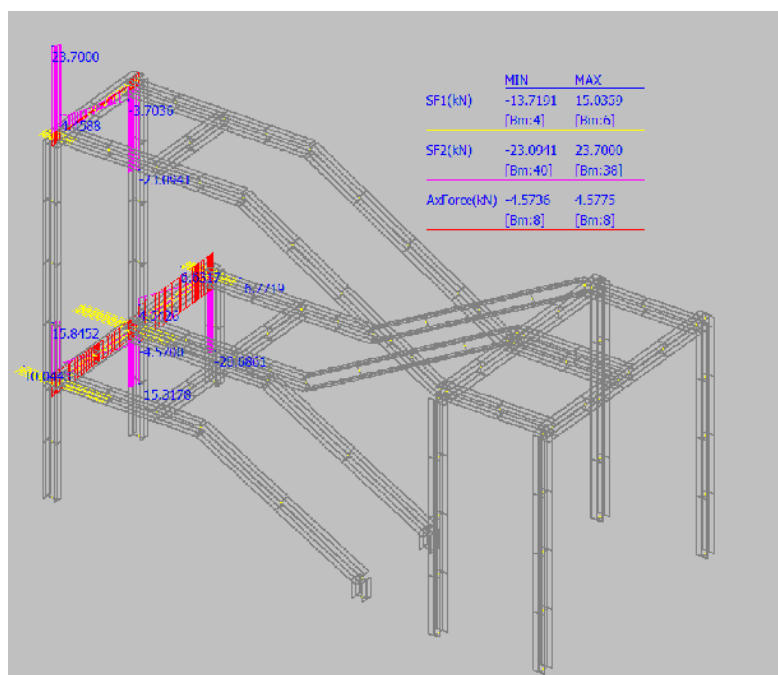
Verifica anima profilo a rifollamento	$F_{v,Ed} = 25.91$	≤	$F_{b,Rd,y,min} = 114.24$	kN <b>Verifica</b>
	$F_{v,Ed} = 25.91$	≤	$F_{b,Rd,z,min} = 98.37$	kN <b>Verifica</b>

## Verifica singolo angolare

$V_{Ed} = 26.50$	≤	$V_{c,Rd} = 117.12$	kN <b>Verifica</b>
$V_{Ed} = 26.50$	≤	$V_{c,Rd,net} = 98.93$	kN <b>Verifica</b>
$V_{Ed} = 26.50$	≤	$V_{eff,2,Rd} = 92.70$	kN <b>Verifica</b>

## 9.6.2 Giunto N8

Trave HEB160/ colonna HEB160 – Piatti su anima colonna / anima trave - Particolare (piatti saldati 75x6 – 2M14)



$N_{ed} = 5.00 \text{ kN}$ ;  $V_{ed} = 28.00 \text{ kN}$

Per la verifica lato trave, il particolare è identico e meno sollecitato del precedente cui si rimanda ad esso per la verifica.

Per la verifica lato colonna, si esegue la verifica della saldatura:

Materiale:	S355	
f-y=	355 N/mm <sup>2</sup>	
f-u=	510 N/mm <sup>2</sup>	
βw =	0.9	β1 = 0.70
γ-M2=	1.25	β2 = 0.85
γ-M0=	1.05	
l =	100	mm
d =	6	mm
a =	4.2	mm
N =	5	kN
M =	1.23	kNm
T1 =	28	kN
T2 =	13	kN

lunghezza saldatura  
lato singolo cordone  
gola cordone

## a) Metodo direzionale dell'EC3:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} = 154 \text{ N/mm}^2 \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 453 \quad \text{OK} \quad 34 \%$$

$$\sigma_{\perp} = 77 \text{ N/mm}^2 \leq \frac{0,9 f_u}{\gamma_{M2}} = 367 \quad \text{OK} \quad 21 \%$$

## b) Metodo semplificato dell'EC3:

$$\frac{F_{w,Ed}}{(2a)} = \frac{1}{(2a)} \sqrt{\left(\frac{T_1}{l}\right)^2 + \left(\frac{N}{l} + \frac{6M}{l^2}\right)^2 + \left(\frac{T_2}{l}\right)^2} = 39 \text{ N/mm}^2 \leq \frac{F_{w,Rd}}{(2a)} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{M2}} = 262 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK} \quad 15 \%$$

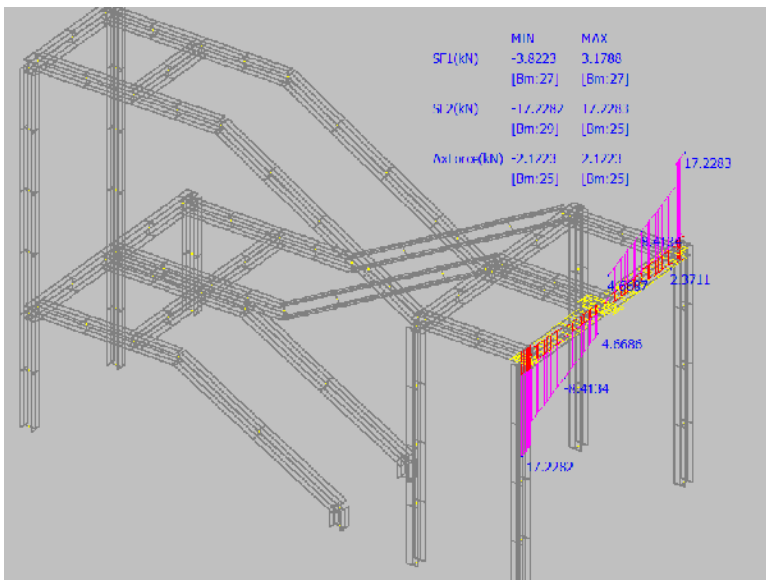
## c) Metodo delle NTC2018 (cfr. 4.2.8.2.4) (Coincide con il metodo delle CNR UNI 10011):

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} = 100 \text{ N/mm}^2 \leq \beta_1 \cdot f_y = 249 \quad \text{OK} \quad 40 \%$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| = 108 \text{ N/mm}^2 \leq \beta_2 \cdot f_y = 302 \quad \text{OK} \quad 36 \%$$

## 9.6.3 Giunto N6

Trave HEA160 / colonna HEA160 – Angolare su anima trave ed ala esterna colonna - (angolare 75x75x6 – 2M14))



Ned = 3.00 kN; Ved = 18.00 kN

## Caratteristiche profili

profilo da	B <sub>sup</sub> [mm]	t <sub>sup</sub> [mm]	B <sub>inf</sub> [mm]	t <sub>inf</sub> [mm]	H [mm]	t <sub>w</sub> [mm]	r [mm]	d [mm]
giuntare	HE 160 A	160	9.0	160	152	6.0	15.0	10
supporto	HE 160 A	160	9.0	160	152	6.0	15.0	

## Coefficienti sicurezza

γ <sub>M0</sub>	1.05
γ <sub>M2</sub>	1.25
γ <sub>M3</sub>	1.25
γ <sub>M7</sub>	1.10

angolare	h mm	b mm	t mm	Ø <sub>z</sub> mm	Ø <sub>y</sub> mm	e <sub>z,min</sub> mm	e <sub>z,max</sub> mm	e <sub>y,min</sub> mm	e <sub>y,max</sub> mm
L 75 x 75 x 6	75	75	6	M16	M16	36	48	36	48

## Sollecitazione di calcolo

N <sub>Ed</sub> [kN]	V <sub>Ed</sub> [kN]	mortasat.	l <sub>mortasatura</sub> [mm]	h <sub>mortasatura</sub> [mm]
3	18	doppia	80	30

## Caratteristiche acciaio

acciaio	f <sub>yk</sub> [MPa]	f <sub>yk</sub> [MPa]
S355	510	355

## Caratteristiche bulloni

M	14	classe	μ
non precaricati	8.8		0.45

## Caratteristiche singolo angolare

l [mm]	t <sub>p</sub> [mm]	n <sub>colonne,x</sub> [-]	n <sub>colonne,y</sub> [-]	n <sub>file</sub> [-]	n <sub>pianti taglio</sub> [-]	d <sub>0</sub> [mm]	d <sub>m</sub> [mm]	f <sub>to</sub> [MPa]	A <sub>res</sub> [mm <sup>2</sup> ]	F <sub>v,Rd</sub> [kN]	F <sub>t,Rd</sub> [kN]	F <sub>s,Rd</sub> [kN]	F <sub>p,C</sub> [kN]
100	6	1	1	2	2	15.0	22.0	800	115	44.16	66.24	21.08	58.55

**Verifica angolare ed anima profilo da giuntare (forza orizz. F = 3 kN; forza vert. F = 18 kN; momento torcente M = 0.81 kNm)**

Verifica bulloni trave da giuntare	$F_{x,N} = 0.75$	kN	$F_{z,V} = 4.50$	kN
	$F_{x,M} = 8.10$	kN	$F_{z,M} = 0.00$	kN
	$F_{v,Ed} = 9.93$	≤	$F_{v,Rd} = 44.16$	kN <b>Verifica</b>

## Rifollamento angolare lungo x

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	0.73		$\alpha$	1.00	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	8.85	kN	$F_{b,Ed}$	0.75	kN
$F_{b,Rd}$	62.83	kN	$F_{b,Rd}$	85.68	kN

## Rifollamento angolare lungo z

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	0.56		$\alpha$	0.86	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	4.50	kN	$F_{b,Ed}$	4.50	kN
$F_{b,Rd}$	47.60	kN	$F_{b,Rd}$	73.78	kN

Verifica angolare a rifollamento	$F_{v,Ed} = 9.93$	≤	$F_{b,Rd,x,min} = 62.83$	kN <b>Verifica</b>
	$F_{v,Ed} = 9.93$	≤	$F_{b,Rd,z,min} = 47.60$	kN <b>Verifica</b>

## Rifollamento anima profilo da giuntare lungo x

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	0.78		$\alpha$	1.00	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	17.70	kN	$F_{b,Ed}$	1.50	kN
$F_{b,Rd}$	66.64	kN	$F_{b,Rd}$	85.68	kN

## Rifollamento anima profilo da giuntare lungo z

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	0.56		$\alpha$	0.86	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	9.00	kN	$F_{b,Ed}$	9.00	kN
$F_{b,Rd}$	47.60	kN	$F_{b,Rd}$	73.78	kN

Verifica anima profilo a rifollamento	$F_{v,Ed} = 19.86$	≤	$F_{b,Rd,x,min} = 66.64$	kN <b>Verifica</b>
	$F_{v,Ed} = 19.86$	≤	$F_{b,Rd,z,min} = 47.60$	kN <b>Verifica</b>

## Verifica singolo angolare

$V_{Ed} = 9.00$	≤	$V_{c,Rd} = 117.12$	kN <b>Verifica</b>
$V_{Ed} = 9.00$	≤	$V_{c,Rd,net} = 98.93$	kN <b>Verifica</b>
$V_{Ed} = 9.00$	≤	$V_{eff,2,Rd} = 92.70$	kN <b>Verifica</b>
$N_{Ed} = 1.50$	≤	$N_{pl,Rd} = 202.86$	kN <b>Verifica</b>
$N_{Ed} = 1.50$	≤	$N_{u,Rd} = 154.22$	kN <b>Verifica</b>

Instabilità locale  $p_{max} / t_p = -$ 

## Verifica anima profilo da giuntare

$V_{Ed} = 18.00$	≤	$V_{c,Rd} = 107.75$	kN <b>Verifica</b>
$V_{Ed} = 18.00$	≤	$V_{c,Rd,net} = 87.63$	kN <b>Verifica</b>
$V_{Ed} = 18.00$	≤	$V_{eff,2,Rd} = 95.15$	kN <b>Verifica</b>
$N_{Ed} = 3.00$	≤	$N_{pl,Rd} = 186.63$	kN <b>Verifica</b>
$N_{Ed} = 3.00$	≤	$N_{u,Rd} = 136.60$	kN <b>Verifica</b>

## Limitazioni posizioni fori

distanze / interassi [mm]	min [mm]	max [mm]	Verifica
$e_{x,angolare}$	33.0	18.0	-
$e_{x,anima}$	35.0	18.0	-
$e_{y,angolare}$	33.0	18.0	-
$e_{y,angolare}$	25.0	18.0	-
$e_{z,angolare}$	25.0	18.0	-
$p_{tx}$	60.0	36.0	84.0
$p_{tz}$	50.0	36.0	84.0
$p_{ty}$	60.0	36.0	84.0
$d_{tx}$	42.0	36.0	48.0
$d_{ty}$	42.0	36.0	48.0

File valido se baricentro connessione coincide con asse profilo da giuntare (per rendere 0 l'eccentricità dovuta a N)

**Verifica angolare ed anima profilo da supporto (forza orizz. F = 3 kN; forza vert. F = 18 kN; momento torcente M = 0.75 kNm)**

Verifica bulloni trave da supporto	$F_{x,N} = 0.75$	kN	$F_{z,V} = 4.50$	kN
	$F_{y,M} = 7.56$	kN	$F_{z,M} = 0.00$	kN
	$F_{v,Ed} = 8.80$	≤	$F_{v,Rd} = 44.16$	kN <b>Verifica</b>
	$F_{t,Ed} = 0.75$	≤	$F_{t,Rd} = 66.24$	kN <b>Verifica</b>
	$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 F_{t,Rd}) = 0.21$	≤	1.00	<b>Verifica</b>

## Rifollamento angolare lungo y

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	0.73		$\alpha$	1.00	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	7.56	kN	$F_{b,Ed}$	0.00	kN
$F_{b,Rd}$	62.83	kN	$F_{b,Rd}$	85.68	kN

## Rifollamento angolare lungo z

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	0.56		$\alpha$	0.86	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	4.50	kN	$F_{b,Ed}$	4.50	kN
$F_{b,Rd}$	47.60	kN	$F_{b,Rd}$	73.78	kN

Verifica angolare a rifollamento	$F_{v,Ed} = 8.80$	≤	$F_{b,Rd,y,min} = 62.83$	kN <b>Verifica</b>
	$F_{v,Ed} = 8.80$	≤	$F_{b,Rd,z,min} = 47.60$	kN <b>Verifica</b>

## Rifollamento anima profilo da supporto lungo y

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	1.00		$\alpha$	1.00	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	7.56	kN	$F_{b,Ed}$	0.00	kN
$F_{b,Rd}$	85.68	kN	$F_{b,Rd}$	85.68	kN

## Rifollamento anima profilo da supporto lungo z

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	1.00		$\alpha$	0.86	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	4.50	kN	$F_{b,Ed}$	4.50	kN
$F_{b,Rd}$	85.68	kN	$F_{b,Rd}$	73.78	kN

Verifica anima profilo a rifollamento	$F_{v,Ed} = 8.80$	≤	$F_{b,Rd,y,min} = 85.68$	kN <b>Verifica</b>
	$F_{v,Ed} = 8.80$	≤	$F_{b,Rd,z,min} = 73.78$	kN <b>Verifica</b>

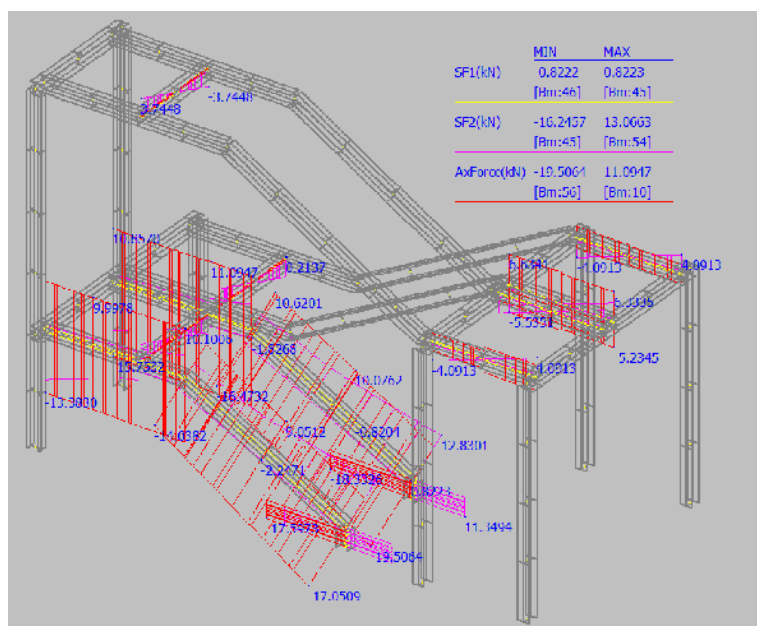
## Verifica singolo angolare

$V_{Ed} = 9.00$	≤	$V_{c,Rd} = 117.12$	kN <b>Verifica</b>
$V_{Ed} = 9.00$	≤	$V_{c,Rd,net} = 98.93$	kN <b>Verifica</b>
$V_{Ed} = 9.00$	≤	$V_{eff,2,Rd} = 92.70$	kN <b>Verifica</b>



## 9.6.4 Giunti N2 – N4

Trave HEA160 / trave HE(A)(B)160 – Angolare su anime travi (angolare 75x75x6 – 2M14)



Ned = 20.00 kN; Ved = 17.00 kN

Caratteristiche profili

profilo da	B <sub>sup</sub> [mm]	t <sub>sup</sub> [mm]	B <sub>inf</sub> [mm]	t <sub>inf</sub> [mm]	H [mm]	t <sub>w</sub> [mm]	r [mm]	d [mm]
giuntare	HE 160 A	160	9.0	160	9.0	152	6.0	15.0
supporto	HE 160 A	160	9.0	160	9.0	152	6.0	15.0

Coefficienti sicurezza

γ <sub>M0</sub>	1.05
γ <sub>M2</sub>	1.25
γ <sub>M3</sub>	1.25
γ <sub>M7</sub>	1.10

angolare	h mm	b mm	t mm	Ø <sub>z</sub> mm	Ø <sub>y</sub> mm	e <sub>z,min</sub> mm	e <sub>z,max</sub> mm	e <sub>y,min</sub> mm	e <sub>y,max</sub> mm
L 75 x 75 x 6	75	75	6	M16	M16	36	48	36	48

Sollecitazione di calcolo

N <sub>Ed</sub> [kN]	V <sub>Ed</sub> [kN]	mortasat	l <sub>mortasatura</sub> [mm]	h <sub>mortasatura</sub> [mm]
20	17	doppia	80	26

Caratteristiche acciaio

acciaio	f <sub>tk</sub> [MPa]	f <sub>yk</sub> [MPa]
S355	510	355

Caratteristiche bulloni

M	14	classe	μ
non precaricati		8.8	0.45

Caratteristiche singolo angolare

l [mm]	t <sub>p</sub> [mm]	n <sub>colonne,x</sub> [-]	n <sub>colonne,y</sub> [-]	n <sub>file</sub> [-]	n <sub>pianti taglio</sub> [-]	d <sub>0</sub> [mm]	d <sub>m</sub> [mm]	f <sub>tb</sub> [MPa]	A <sub>res</sub> [mm <sup>2</sup> ]	F <sub>v,Rd</sub> [kN]	F <sub>t,Rd</sub> [kN]	F <sub>s,Rd</sub> [kN]	F <sub>p,C</sub> [kN]
100	6	1	1	2	2	15.0	22.0	800	115	44.16	66.24	21.08	58.55

**Verifica angolare ed anima profilo da giuntare (forza orizz. F = 20 kN; forza vert. F = 17 kN; momento torcente M = 0.74 kNm)**

Verifica bulloni trave da giuntare	$F_{x,N} = 5.00$	kN	$F_{z,V} = 4.25$	kN
	$F_{x,M} = 7.48$	kN	$F_{z,M} = 0.00$	kN
	$F_{v,Ed} = 13.18$	≤	$F_{v,Rd} = 44.16$	kN <b>Verifica</b>

**Rifollamento angolare lungo x**

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	0.76		$\alpha$	1.00	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	12.48	kN	$F_{b,Ed}$	5.00	kN
$F_{b,Rd}$	64.74	kN	$F_{b,Rd}$	85.68	kN

**Rifollamento angolare lungo z**

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	0.56		$\alpha$	0.86	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	4.25	kN	$F_{b,Ed}$	4.25	kN
$F_{b,Rd}$	47.60	kN	$F_{b,Rd}$	73.78	kN

Verifica angolare a rifollamento	$F_{v,Ed} = 13.18$	≤	$F_{b,Rd,x,min} = 64.74$	kN <b>Verifica</b>
	$F_{v,Ed} = 13.18$	≤	$F_{b,Rd,z,min} = 47.60$	kN <b>Verifica</b>

**Rifollamento anima profilo da giuntare lungo x**

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	0.76		$\alpha$	1.00	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	24.96	kN	$F_{b,Ed}$	10.00	kN
$F_{b,Rd}$	64.74	kN	$F_{b,Rd}$	85.68	kN

**Rifollamento anima profilo da giuntare lungo z**

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	0.56		$\alpha$	0.86	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	8.50	kN	$F_{b,Ed}$	8.50	kN
$F_{b,Rd}$	47.60	kN	$F_{b,Rd}$	73.78	kN

Verifica anima profilo a rifollamento	$F_{v,Ed} = 26.37$	≤	$F_{b,Rd,x,min} = 64.74$	kN <b>Verifica</b>
	$F_{v,Ed} = 26.37$	≤	$F_{b,Rd,z,min} = 47.60$	kN <b>Verifica</b>

**Verifica singolo angolare**

$V_{Ed} = 8.50$	≤	$V_{c,Rd} = 117.12$	kN <b>Verifica</b>
$V_{Ed} = 8.50$	≤	$V_{c,Rd,net} = 98.93$	kN <b>Verifica</b>
$V_{Ed} = 8.50$	≤	$V_{eff,2,Rd} = 93.92$	kN <b>Verifica</b>
$N_{Ed} = 10.00$	≤	$N_{pl,Rd} = 202.86$	kN <b>Verifica</b>
$N_{Ed} = 10.00$	≤	$N_{u,Rd} = 154.22$	kN <b>Verifica</b>

**Limitazioni posizioni fori**

distanze / interassi [mm]	min [mm]	max [mm]	Verifica
$e_{x,angolare}$	34.0	18.0	-
$e_{x,anima}$	34.0	18.0	-
$e_{y,angolare}$	35.0	18.0	-
$e_{z,angolare}$	25.0	18.0	-
$e_{z,anima}$	25.0	18.0	-
$p_x$	50.0	36.0	84.0
$p_z$	50.0	36.0	84.0
$p_y$	50.0	36.0	84.0
$d_x$	41.0	36.0	48.0
$d_y$	40.0	36.0	48.0

Instabilità locale  $p_{max} / t_p =$ **Verifica anima profilo da giuntare**

$V_{Ed} = 17.00$	≤	$V_{c,Rd} = 117.12$	kN <b>Verifica</b>
$V_{Ed} = 17.00$	≤	$V_{c,Rd,net} = 98.93$	kN <b>Verifica</b>
$V_{Ed} = 17.00$	≤	$V_{eff,2,Rd} = 93.92$	kN <b>Verifica</b>
$N_{Ed} = 20.00$	≤	$N_{pl,Rd} = 202.86$	kN <b>Verifica</b>
$N_{Ed} = 20.00$	≤	$N_{u,Rd} = 154.22$	kN <b>Verifica</b>

File valido se baricentro connessione coincide con asse profilo da giuntare (per rendere 0 l'eccentricità dovuta a N)

**Verifica angolare ed anima profilo da supporto (forza orizz. F = 20 kN; forza vert. F = 17 kN; momento torcente M = 0.68 kNm)**

Verifica bulloni trave da supporti	$F_{x,N} = 5.00$	kN	$F_{z,V} = 4.25$	kN
	$F_{y,M} = 6.80$	kN	$F_{z,M} = 0.00$	kN
	$F_{v,Ed} = 8.02$	≤	$F_{v,Rd} = 44.16$	kN <b>Verifica</b>
	$F_{t,Ed} = 5.00$	≤	$F_{t,Rd} = 66.24$	kN <b>Verifica</b>
	$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 F_{t,Rd}) = 0.24$	≤	1.00	<b>Verifica</b>

**Rifollamento angolare lungo y**

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	0.78		$\alpha$	1.00	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	6.80	kN	$F_{b,Ed}$	0.00	kN
$F_{b,Rd}$	66.64	kN	$F_{b,Rd}$	85.68	kN

**Rifollamento angolare lungo z**

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	0.56		$\alpha$	0.86	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	4.25	kN	$F_{b,Ed}$	4.25	kN
$F_{b,Rd}$	47.60	kN	$F_{b,Rd}$	73.78	kN

Verifica angolare a rifollamento	$F_{v,Ed} = 8.02$	≤	$F_{b,Rd,y,min} = 66.64$	kN <b>Verifica</b>
	$F_{v,Ed} = 8.02$	≤	$F_{b,Rd,z,min} = 47.60$	kN <b>Verifica</b>

**Rifollamento anima profilo da supporto lungo y**

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	1.00		$\alpha$	1.00	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	6.80	kN	$F_{b,Ed}$	0.00	kN
$F_{b,Rd}$	85.68	kN	$F_{b,Rd}$	85.68	kN

**Rifollamento anima profilo da supporto lungo z**

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	1.00		$\alpha$	0.86	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	4.25	kN	$F_{b,Ed}$	4.25	kN
$F_{b,Rd}$	85.68	kN	$F_{b,Rd}$	73.78	kN

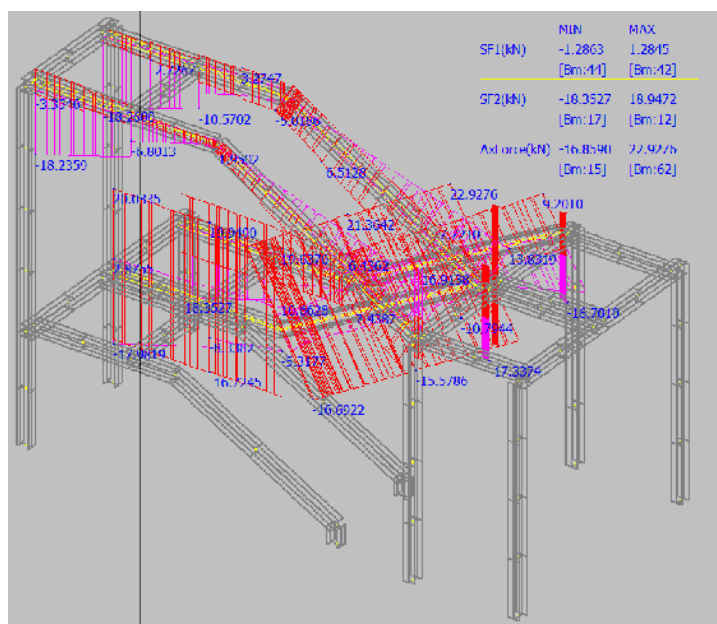
Verifica anima profilo a rifollamento	$F_{v,Ed} = 8.02$	≤	$F_{b,Rd,y,min} = 85.68$	kN <b>Verifica</b>
	$F_{v,Ed} = 8.02$	≤	$F_{b,Rd,z,min} = 73.78$	kN <b>Verifica</b>

**Verifica singolo angolare**

$V_{Ed} = 8.50$	≤	$V_{c,Rd} = 117.12$	kN <b>Verifica</b>
$V_{Ed} = 8.50$	≤	$V_{c,Rd,net} = 98.93$	kN <b>Verifica</b>
$V_{Ed} = 8.50$	≤	$V_{eff,2,Rd} = 95.15$	kN <b>Verifica</b>

## 9.6.5 Giunti N3-N5

Trave HEB160 / Trave HEB160 – Angolare su anime travi (angolare 75x75x6 – 2M14)



Ned = 23.00 kN; Ved = 19.00 kN

## Caratteristiche profili

profilo da	B <sub>sup</sub> [mm]	t <sub>sup</sub> [mm]	B <sub>inf</sub> [mm]	t <sub>inf</sub> [mm]	H [mm]	t <sub>w</sub> [mm]	r [mm]	d [mm]
giuntare HE 160 B	160	13.0	160	13.0	160	8.0	15.0	10
supporto HE 160 B	160	13.0	160	13.0	160	8.0	15.0	

## Coefficienti sicurezza

γ <sub>M0</sub>	1.05
γ <sub>M2</sub>	1.25
γ <sub>M3</sub>	1.25
γ <sub>M7</sub>	1.10

angolare	h mm	b mm	t mm	Ø <sub>z</sub> mm	Ø <sub>y</sub> mm	e <sub>z,min</sub> mm	e <sub>z,max</sub> mm	e <sub>y,min</sub> mm	e <sub>y,max</sub> mm
L 75 x 75 x 6	75	75	6	M16	M16	36	48	36	48

## Solllecitazione di calcolo

N <sub>Ed</sub> [kN]	V <sub>Ed</sub> [kN]	mortasat	l <sub>mortasatura</sub> [mm]	h <sub>mortasatura</sub> [mm]
23	19	doppia	80	30

## Caratteristiche acciaio

acciaio	f <sub>yk</sub> [MPa]	f <sub>yk</sub> [MPa]
S355	510	355

## Caratteristiche bulloni

M	14	classe	μ
non precaricati		8.8	0.45

## Caratteristiche singolo angolare

l [mm]	t <sub>p</sub> [mm]	n <sub>colonne,x</sub> [-]	n <sub>colonne,y</sub> [-]	n <sub>file</sub> [-]	n <sub>pani taglio</sub> [-]	d <sub>0</sub> [mm]	d <sub>m</sub> [mm]	f <sub>b</sub> [MPa]	A <sub>res</sub> [mm <sup>2</sup> ]	F <sub>v,Rd</sub> [kN]	F <sub>t,Rd</sub> [kN]	F <sub>s,Rd</sub> [kN]	F <sub>p,C</sub> [kN]
100	6	1	1	2	2	15.0	22.0	800	115	44.16	66.24	21.08	58.55

**Verifica angolare ed anima profilo da giuntare (forza orizz. F = 23 kN; forza vert. F = 19 kN; momento torcente M = 0.87 kNm)**

Verifica bulloni trave da giuntare	$F_{x,N} = 5.75$	kN	$F_{z,V} = 4.75$	kN
	$F_{x,M} = 8.74$	kN	$F_{z,M} = 0.00$	kN
	$F_{v,Ed} = 15.25$	≤	$F_{v,Rd} = 44.16$	kN <b>Verifica</b>

**Rifollamento angolare lungo x**

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	0.73		$\alpha$	1.00	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	14.49	kN	$F_{b,Ed}$	5.75	kN
$F_{b,Rd}$	62.83	kN	$F_{b,Rd}$	85.68	kN

**Rifollamento angolare lungo z**

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	0.56		$\alpha$	0.86	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	4.75	kN	$F_{b,Ed}$	4.75	kN
$F_{b,Rd}$	47.60	kN	$F_{b,Rd}$	73.78	kN

Verifica angolare a rifollamento	$F_{v,Ed} = 15.25$	≤	$F_{b,Rd,x,min} = 62.83$	kN <b>Verifica</b>
	$F_{v,Ed} = 15.25$	≤	$F_{b,Rd,z,min} = 47.60$	kN <b>Verifica</b>

**Rifollamento anima profilo da giuntare lungo x**

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	0.80		$\alpha$	1.00	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	28.98	kN	$F_{b,Ed}$	11.50	kN
$F_{b,Rd}$	91.39	kN	$F_{b,Rd}$	114.24	kN

**Rifollamento anima profilo da giuntare lungo z**

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	0.56		$\alpha$	0.86	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	9.50	kN	$F_{b,Ed}$	9.50	kN
$F_{b,Rd}$	63.47	kN	$F_{b,Rd}$	98.37	kN

Verifica anima profilo a rifollamento	$F_{v,Ed} = 30.50$	≤	$F_{b,Rd,x,min} = 91.39$	kN <b>Verifica</b>
	$F_{v,Ed} = 30.50$	≤	$F_{b,Rd,z,min} = 63.47$	kN <b>Verifica</b>

**Verifica singolo angolare**

$V_{Ed} = 9.50$	≤	$V_{c,Rd} = 117.12$	kN <b>Verifica</b>
$V_{Ed} = 9.50$	≤	$V_{c,Rd,net} = 98.93$	kN <b>Verifica</b>
$V_{Ed} = 9.50$	≤	$V_{eff,2,Rd} = 92.70$	kN <b>Verifica</b>
$N_{Ed} = 11.50$	≤	$N_{p,Rd} = 202.86$	kN <b>Verifica</b>
$N_{Ed} = 11.50$	≤	$N_{u,Rd} = 154.22$	kN <b>Verifica</b>

Instabilità locale  $p_{max} / t_p = -$ **Verifica anima profilo da giuntare**

$V_{Ed} = 19.00$	≤	$V_{c,Rd} = 156.16$	kN <b>Verifica</b>
$V_{Ed} = 19.00$	≤	$V_{c,Rd,net} = 131.91$	kN <b>Verifica</b>
$V_{Ed} = 19.00$	≤	$V_{eff,2,Rd} = 128.50$	kN <b>Verifica</b>
$N_{Ed} = 23.00$	≤	$N_{p,Rd} = 270.48$	kN <b>Verifica</b>
$N_{Ed} = 23.00$	≤	$N_{u,Rd} = 205.63$	kN <b>Verifica</b>

**Limitazioni posizioni fori**

distanze / interassi [mm]	min [mm]	max [mm]	Verifica
$e_{x,angolare}$	33.0	18.0	- <b>SI</b>
$e_{x,anima}$	36.0	18.0	- <b>SI</b>
$e_{z,angolare}$	33.0	18.0	- <b>SI</b>
$e_{z,anima}$	25.0	18.0	- <b>SI</b>
$p_x$	60.0	36.0	84.0 <b>SI</b>
$p_z$	50.0	36.0	84.0 <b>SI</b>
$p_y$	60.0	36.0	84.0 <b>SI</b>
$d_t$	42.0	36.0	48.0 <b>SI</b>
$d_v$	42.0	36.0	48.0 <b>SI</b>

File valido se baricentro connessione coincide con asse profilo da giuntare (per rendere 0 l'eccentricità dovuta a N)

**Verifica angolare ed anima profilo da supporto (forza orizz. F = 23 kN; forza vert. F = 19 kN; momento torcente M = 0.79 kNm)**

Verifica bulloni trave da supporti	$F_{x,N} = 5.75$	kN	$F_{z,V} = 4.75$	kN
	$F_{y,M} = 7.98$	kN	$F_{z,M} = 0.00$	kN
	$F_{v,Ed} = 9.29$	≤	$F_{v,Rd} = 44.16$	kN <b>Verifica</b>
	$F_{t,Ed} = 5.75$	≤	$F_{t,Rd} = 66.24$	kN <b>Verifica</b>
	$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 F_{t,Rd}) = 0.27$	≤	1.00	<b>Verifica</b>

**Rifollamento angolare lungo y**

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	0.73		$\alpha$	1.00	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	7.98	kN	$F_{b,Ed}$	0.00	kN
$F_{b,Rd}$	62.83	kN	$F_{b,Rd}$	85.68	kN

**Rifollamento angolare lungo z**

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	0.56		$\alpha$	0.86	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	4.75	kN	$F_{b,Ed}$	4.75	kN
$F_{b,Rd}$	47.60	kN	$F_{b,Rd}$	73.78	kN

Verifica angolare a rifollamento	$F_{v,Ed} = 9.29$	≤	$F_{b,Rd,y,min} = 62.83$	kN <b>Verifica</b>
	$F_{v,Ed} = 9.29$	≤	$F_{b,Rd,z,min} = 47.60$	kN <b>Verifica</b>

**Rifollamento anima profilo da supporto lungo y**

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	1.00		$\alpha$	1.00	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	7.98	kN	$F_{b,Ed}$	0.00	kN
$F_{b,Rd}$	114.24	kN	$F_{b,Rd}$	114.24	kN

**Rifollamento anima profilo da supporto lungo z**

bulloni di bordo			bulloni interni		
$\alpha$	1.00		$\alpha$	0.86	
k	2.50		k	2.50	
$F_{b,Ed}$	4.75	kN	$F_{b,Ed}$	4.75	kN
$F_{b,Rd}$	114.24	kN	$F_{b,Rd}$	98.37	kN

Verifica anima profilo a rifollamento	$F_{v,Ed} = 9.29$	≤	$F_{b,Rd,y,min} = 114.24$	kN <b>Verifica</b>
	$F_{v,Ed} = 9.29$	≤	$F_{b,Rd,z,min} = 98.37$	kN <b>Verifica</b>

**Verifica singolo angolare**

$V_{Ed} = 9.50$	≤	$V_{c,Rd} = 117.12$	kN <b>Verifica</b>
$V_{Ed} = 9.50$	≤	$V_{c,Rd,net} = 98.93$	kN <b>Verifica</b>
$V_{Ed} = 9.50$	≤	$V_{eff,2,Rd} = 92.70$	kN <b>Verifica</b>

## 9.7 Parapetto scala

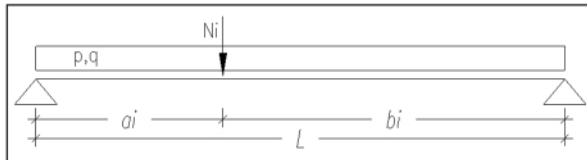
I montanti del parapetto sono realizzati con piatti in acciaio 15x70 a interasse massimo di 1m. I piatti terminano con una piastra saldata e fissata con 4 bulloni M12 ai profili delle travi che costituiscono le rampe ed i pianerottoli.

### VERIFICHE SLU MONTANTE:

Le sollecitazioni di calcolo alla base del montante in acciaio sono:

$$M_{Ed,SLU} = 3,3 \text{ kNm}; V_{Ed,SLU} = 3 \text{ kN}$$

#### Trave in acciaio - Verifica secondo NTC 2018



##### Caratteristiche del materiale

Classe del materiale	<b>fyk 355</b>
Modulo elastico	$E_s = 210,000$ [MPa]
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.3$
Modulo di elasticità tang.	$G = 80,769$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
Tensione di snerv.caratt.	$f_{yk} = 355$ [MPa]
Coeff. di sicurezza sezioni	$\gamma_{M0} = 1.05$
Tipo di costruzione	<b>edilizia</b>
Coeff. di sicurezza instabilità	$\gamma_{M1} = 1.05$

##### Caratteristiche della trave

Luce di calcolo	$L_c = 1.10$ m
Area lorda	$A = 10.5$ [cm <sup>2</sup> ]
Peso	$p = 8.2$ [daN/m]
Modulo resist. di calcolo X-X	$W_x = 12250$ [mm <sup>3</sup> ]
	$j_y = 428750$ [mm <sup>4</sup> ]
	$J_T = 68115$ [mm <sup>4</sup> ]
	$J_{\omega} = 6629410$ [mm <sup>4</sup> ]

##### Requisiti sulla deformabilità

Freccia carichi accidentali	$L / \delta_q (\text{lim}) = L / \delta_q > 100$
-----------------------------	--

L'azione di taglio può essere trascurata nella verifica a flessione.

##### Verifica a flessione

Mom.di calcolo/Resistente	[kNm]	$M_{Ed} = 3.3$	$M_{Rd} = 4.14$
			<b>verificato</b>

##### Verifica a taglio

Area lorda a taglio	[mm <sup>2</sup> ]	$A_a = 1050.0$	
Area fori/Area netta	[mm <sup>2</sup> ]	$A_f = 0.0$	$A_n = 1050.0$
Taglio.di calcolo/Resistente	[kN]	$T_{Ed} = 3.00$	$T_{Rd} = 204.96$
			<b>verificato</b>

##### Verifica di freccia

fr. Accidentali [cm]	$\delta_q = 1.0$	$L / \delta_q = 107$	<b>verificato</b>
----------------------	------------------	----------------------	-------------------

##### Verifica per instabilità flessotorsionale

Nr.ritegni / Luce tra ritegni	$n = 0$	$L_{cr} [\text{mm}] = 1100$	
Coeff.correttivo / mom. Critico [kgcm]	$\Psi = 1.75$	$M_{cr} = 111351935.9$	
Snellezza adimensionale	$\lambda_{LT} = 0.198$		
Fattori correttivi	$k_c = 0.75$	$f = 0.966$	
Rapporto h / b	$h/b = 338.0952$		
Curva di instabilità / fatt.imperf.	curva = c	$\alpha_{LT} = 0.49$	
Fattore $\lambda_{LT,0}$ / Fattore $\beta$	$\lambda_{LT,0} = 0.4$	$\beta = 0.75$	
Fattore $\Phi_{LT}$ / Fattore $\chi_{LT}$	$\Phi_{LT} = 0.465$	$\chi_{LT} = 1.000$	
Momento resistente per instabilità	$M_{b,Rd} = 4.14$	[kNm]	
			<b>verificato</b>

**VERIFICHE COLLEGAMENTO:**

Il momento flettente trasferito dal montante viene assorbito come una coppia di forze sui bulloni, da sommarsi all'azione di taglio. Le azioni di trazione e taglio sul singolo bullone M12 sono:

$$F_{T,Ed} = \frac{1}{2} \cdot \frac{M_{Ed,SLU}}{b} = 41,2 \text{ kN}; F_{V,Ed} = \frac{V_{Ed,SLU}}{4} = 0,75 \text{ kN}$$

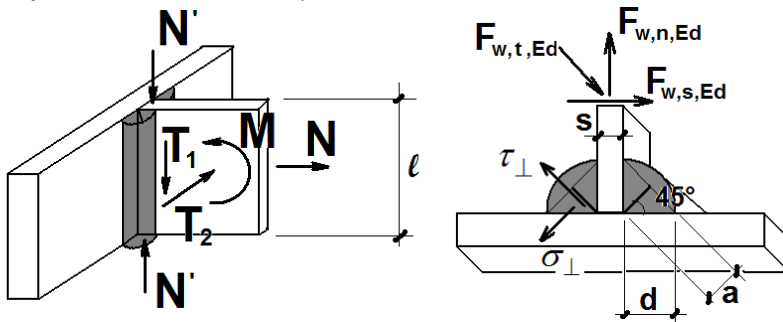
Azione di taglio sul bullone		
F <sub>V,Ed</sub>	Verifica a taglio	
(kN)	F <sub>V,Ed</sub> / F <sub>V,Rd</sub>	
0.75	0.02	< 1 verificato

Azione di trazione sul bullone		
F <sub>T,Ed</sub>	Verifica a traz.	
(kN)	F <sub>T,Ed</sub> / n F <sub>T,Rd</sub>	
41.20	0.84	< 1 verificato

Verifica combinata	
(F <sub>V,Rd</sub> /F <sub>V,Ed</sub> ) + (F <sub>T,Rd</sub> /1.4F <sub>T,Ed</sub> )	
0.63	< 1 verificato

Az. di taglio	piastra a taglio nr.1 - rifollamento			
F <sub>b,Ed</sub>	spessore tr	F <sub>b,Rd_bordo</sub>	F <sub>b,Rd_int</sub>	Verifica
(kN)	(mm)	(kN)	(kN)	F <sub>b,Ed</sub> /F <sub>b,Rd</sub>
0.75	15	70.62	142.41	0.01
< 1 verificato				

Az. di trazione	piastra a trazione nr.1 - punzonamento		
F <sub>t,Ed</sub>	spessore tp	B <sub>p,Rd</sub>	Verifica
(kN)	(mm)	(kN)	F <sub>b,Ed</sub> /F <sub>b,Rd</sub>
41.20	15	207.65	0.20
< 1 verificato			

**Verifica saldatura montante/piastra**

Materiale: S355

f<sub>y</sub> = 355 N/mm<sup>2</sup>f<sub>u</sub> = 510 N/mm<sup>2</sup>β<sub>w</sub> = 0.9β<sub>1</sub> = 0.70

γ-M2 = 1.25

β<sub>2</sub> = 0.85

γ-M0 = 1.05

l = 70 mm

lunghezza saldatura

d = 12 mm

lato singolo cordone

a = 8.5 mm

gola cordone

N = 0 kN

M = 3.3 kNm

T<sub>1</sub> = 3 kNT<sub>2</sub> = 0 kN

$$n_{\perp} = \frac{1}{(2a)} F_{w,n,Ed} = 238 \text{ N/mm}^2$$

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2} = 238 \text{ N/mm}^2 \leq \beta_1 \cdot f_y = 249$$

OK

96 %

$$t_{\perp} = \frac{1}{(2a)} F_{w,s,Ed} = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{\perp} = \frac{1}{(2a)} F_{w,t,Ed} = 3 \text{ N/mm}^2 \quad |n_{\perp}| + |t_{\perp}| = 238 \text{ N/mm}^2 \leq \beta_2 \cdot f_y = 302$$

OK

79 %

## 10 VERIFICHE STRUTTURE IN C.A.

### Stato limite ultimo e armatura minima

Armatura minima considerata =  $1\phi 10/20 = 393 \text{ mm}^2/\text{m}$ ;

Calcestruzzo C25/30  $\rightarrow f_{cd} = 14.17 \text{ N/mm}^2$ ;  $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$ ;

Acciaio B450C  $\rightarrow f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ ;  $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$ ;

Copriferro  $c = 4,0 \text{ cm} \rightarrow c'_{\min} = 4.0 + 1.0 / 2 = 4.5 \text{ cm}$

Spessore  $s = 30 \text{ cm} \rightarrow d = (30 - 4.5) \times 10 = 255 \text{ mm}$

Larghezza sezione  $\rightarrow b = 1000 \text{ mm}$

Minima armatura tesa  $\rightarrow A_{s,\min} = 0.26 \times f_{ctm} \times b \times d / f_{yk} = 377 \text{ mm}^2/\text{m} < 393 \text{ mm}^2/\text{m}$

$M_{Rd} \text{ (SLU)} = 42.66 \text{ kNm /m}$ ;  $T_{Rd} \text{ (SLU)} = 115.55 \text{ kN /m}$ ;

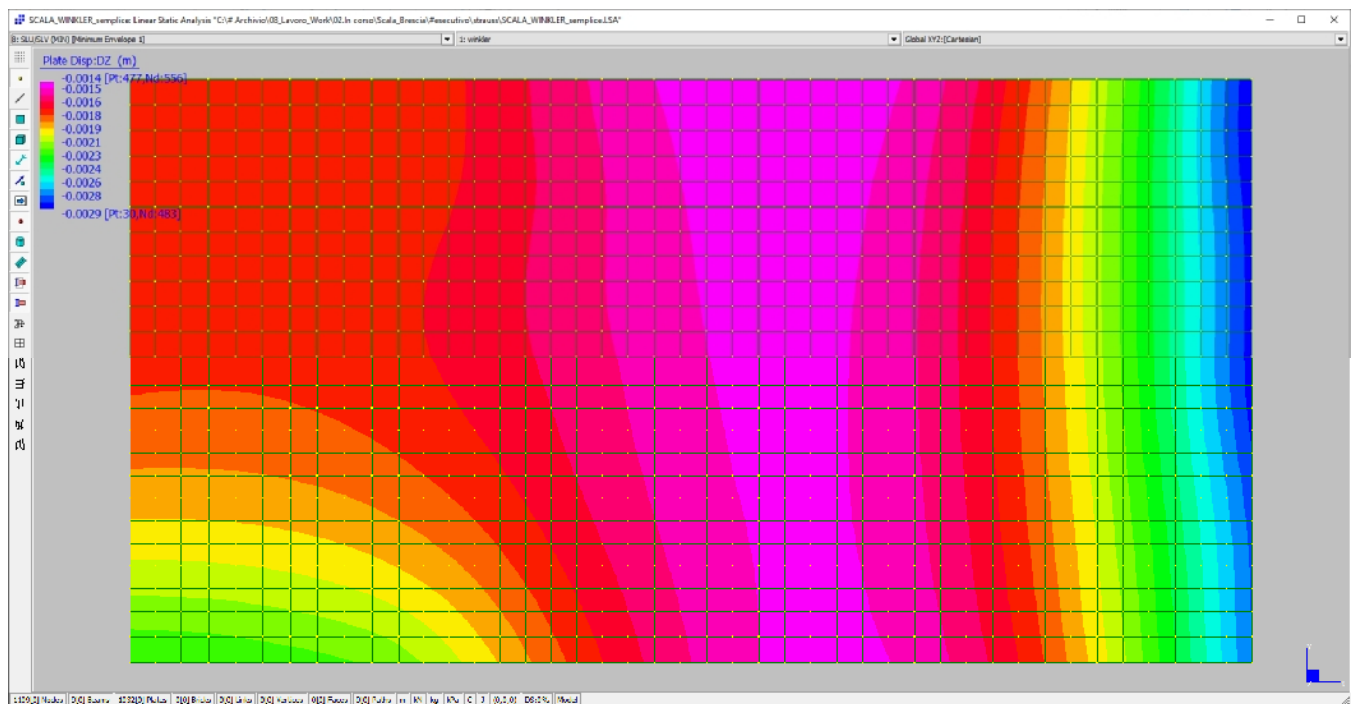
### Valori limite allo stato limite di esercizio

Per il calcestruzzo: In combinazione rara  $\sigma_{cd} < 15 \text{ MPa}$ ; in combinazione q.perm.  $\sigma_{cd} < 11.25 \text{ MPa}$ ;

Per l'acciaio:  $\sigma_{sd} < 360 \text{ MPa}$ ; Apertura max fessure:  $w_3 = 0.40 \text{ mm}$  in comb. frequente;  $w_2 = 0.30 \text{ mm}$  in comb. q.perm.

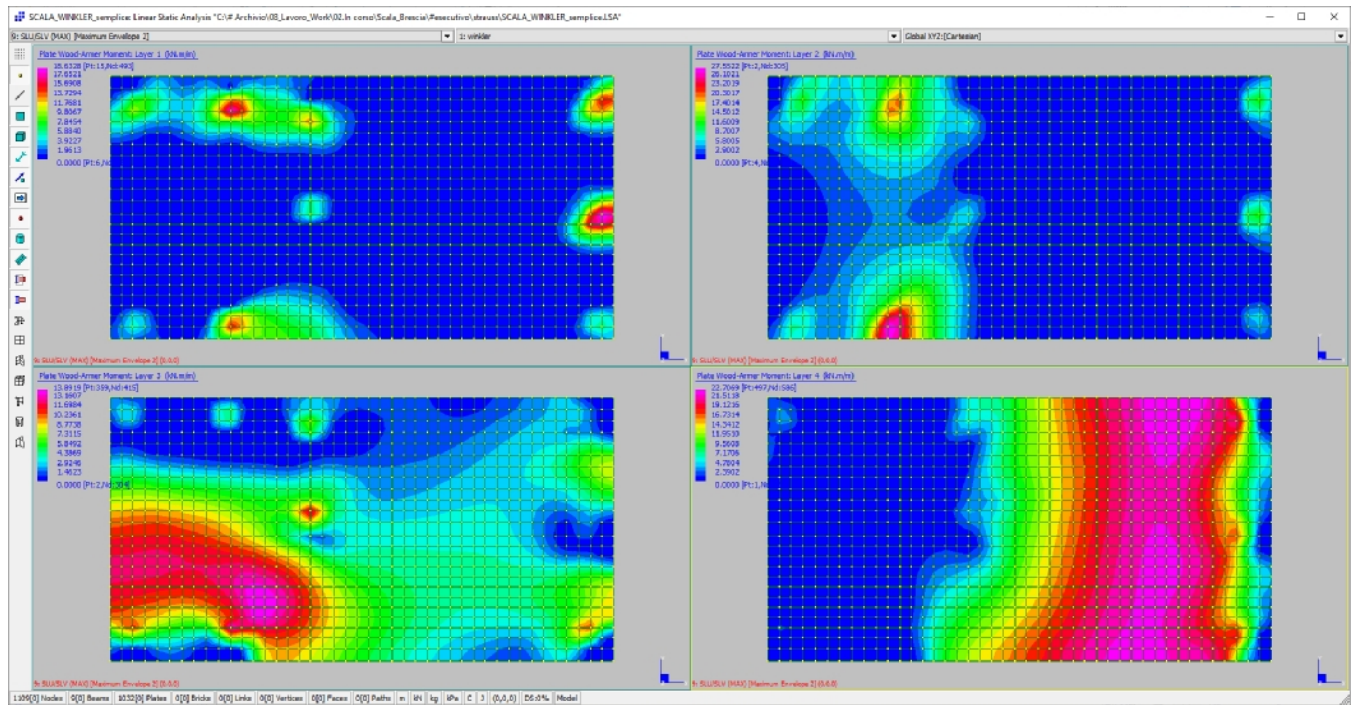
$M_{Rd} \text{ (SLE.rara)} = 33.67 \text{ kNm /m}$ ;  $M_{Rd} \text{ (SLE.frequente)} = 23.42 \text{ kNm /m}$ ;  $M_{Rd} \text{ (SLE.q.perm)} = 17.57 \text{ kNm /m}$ ;

### Pressioni scaricate al suolo



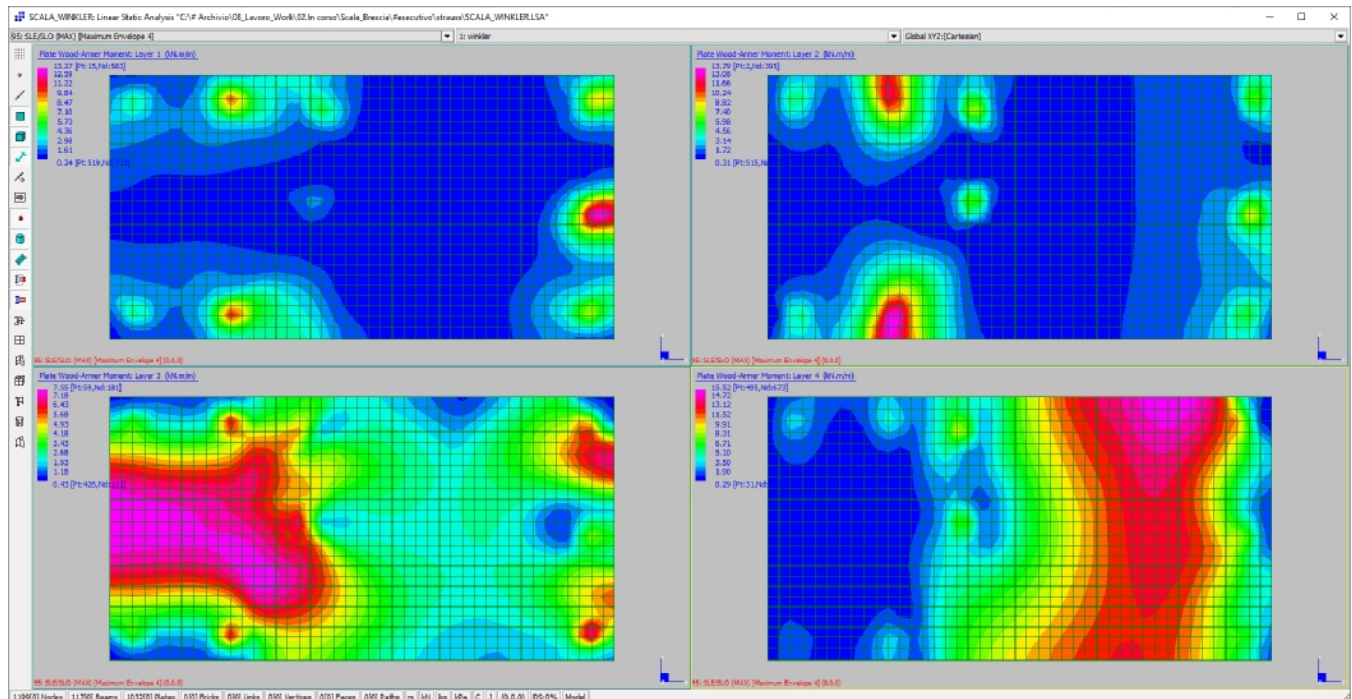
$q_{max} = 20000 \times .0029 = 58 \text{ kPa}$ . Dato il valore estremamente ridotto, si tralasciano ulteriori verifiche.



Verifiche a flessione (SLU)

$M_{1max} = 18.63 \text{ kNm}$ ;  $M_{2max} = 27.55 \text{ kNm}$ ;  $M_{3max} = 13.89 \text{ kNm}$ ;  $M_{4max} = 22.70 \text{ kNm}$ ;  $M_{rd} = 42.66 \text{ kNm}$

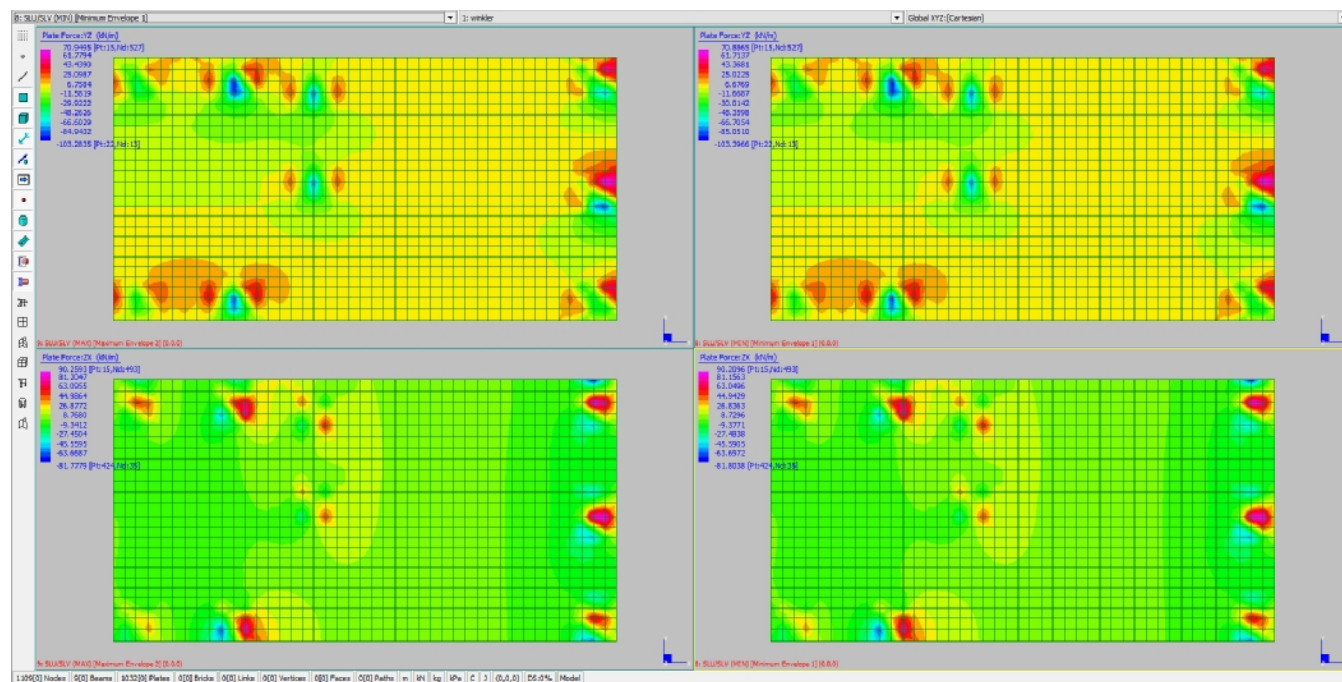
Tutti i momenti sollecitanti sono inferiori al momento resistente; verifiche soddisfatte.

Verifiche a flessione (SLE)

$M_{1max} = 13.27 \text{ kNm}$ ;  $M_{2max} = 13.79 \text{ kNm}$ ;  $M_{3max} = 7.55 \text{ kNm}$ ;  $M_{4max} = 15.52 \text{ kNm}$ ; ;  $M_{rd \text{ min}} = 17.57 \text{ kNm}$

Tutti i momenti sollecitanti sono inferiori al momento resistente; verifiche soddisfatte.



Verifiche a taglio (SLU)

$|V_{dmax} (YZ)| = 103.40 \text{ kN/m}$ ;  $|V_{dmax} (ZX)| = 90.26 \text{ kN/m}$ ;

I valori massimi sono entrambi inferiori alla resistenza  $V_{rd} = 115.55 \text{ kN/m}$ ; verifiche soddisfatte.