

PROGETTISTA

Gasparini Associati
studio di ingegneria e architettura
di Piero A. Gasparini e Ilaria Gasparini

Via E. Petrolini n.14/A
42122 REGGIO EMILIA
TEL: 0522/557508
FAX: 0522/557556
E-MAIL: edilizia@gaspariniassociati.it
P.IVA: 02532680358

Progettista:

Arch. Ilaria Gasparini

Gruppo di lavoro:

Ing. Piero A. Gasparini

Arch. Giulia Dallaglio

Dott. Francesco Caselli

COMMITTENTE

Azienda Pubblica di Servizi alla Persona
(Asp) Opus Civium

PROPRIETARIO

COMUNE DI CASTELNOVO DI SOTTO

OGGETTO

PRATICA DI RIORDINO PREVENZIONE INCENDI
CASA PROTETTA E CENTRO DIURNO
DI CASTELNOVO DI SOTTO (RE) - Il Stralcio

TITOLO

Relazione di calcolo scala metallica

TIMBRI

SCALA

EMISSIONE

DATA

progetto preliminare

dicembre 2013

progetto definitivo (pratica n. 19179 VVF)

gennaio 2014

progetto esecutivo

settembre 2017

Aggiornamento

novembre 2020

Aggiornamento_Rev. 01

marzo 2021

TAVOLA

R.04



N.B. : il rilievo geometrico è desunto dagli elaborati forniti dall'Amministrazione Comunale.

INDICE

1. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE.....	2
Premessa	2
a. Contesto Edilizio.....	4
b. Descrizione Generale	6
c. Normativa di Riferimento	8
d. Parametri di progetto	8
e. Materiali utilizzati	15
f. Illustrazione criteri di progettazione e modellazione	17
g. Principali Combinazioni delle Azioni	26
h. Metodo di Analisi	27
i. Criteri di verifica agli stati Limite indagati SLU e SLE	32
j. Rappresentazioni configurazioni deformate e sollecitazioni	32
k. Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo	61
l. Strutture geotecniche di fondazione	62
2. VERIFICA DEL TELAIO	64
Verifiche Resistenza e Instabilità delle membrature d'acciaio.....	64
3. VERIFICA DEI COLLEGAMENTI	86
Collegamento Cosciale UPN 200 – Pilastro HEA 200	86
Collegamento Gradini - cosciale	90
Collegamento trasversi HEA 140 – Pilastro HEA 200	92
Collegamento trasverso IPE 140 – cosciale UPN 200.....	97
Collegamento pilastro HEA 140 – UPN 200	99
Verifica Omega 60x120x30x3.....	103
Verifica Parapetto	105
Collegamento giuntato dei pilastri HEA 200	108
Verifica appoggio lamiera pianerottolo e parapetto lato corto.....	113
Verifica dei controventi	115
Verifica piastra di fondazione e tirafondi	118

1. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

Premessa

La presente relazione riguarda la realizzazione di una **nuova scala di sicurezza** esterna nella casa protetta sita in via della Conciliazione 10 nel Comune di Castelnovo Sotto (RE).



Lat. 44,810143 Long. 10,565249

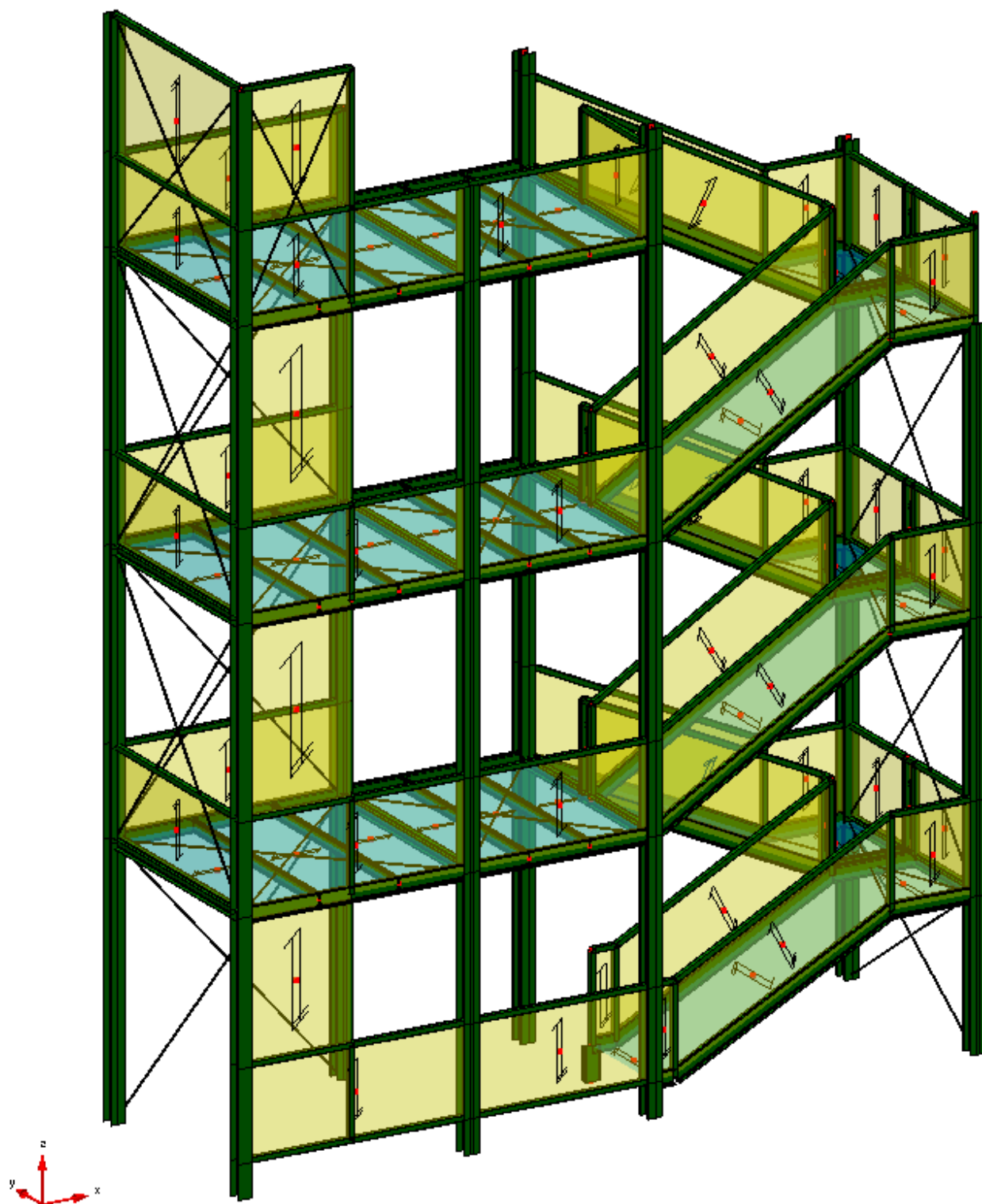



Figura 1 - Modello del telaio in acciaio

Il fabbricato dove si colloca la scala, casa protetta, è considerata un'opera che può assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso, compresa nella **classe d'uso III**, in quanto costruzione che prevede significativi affollamenti. Decreto della Protezione Civile n. 3685 del 21 ottobre 2003 e GPG/2009/1885 - Categorie di edifici

e opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza alle conseguenze di un eventuale collasso:

B1 CATEGORIE DI EDIFICI ED OPERE INFRASTRUTTURALI DI COMPETENZA STATALE	
Tutte quelle di cui all'elenco B del decreto del Capo del dipartimento della protezione civile 21 ottobre 2003 "Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2, 3 e 4, dell'ordinanza del presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003, recante Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" (pubblicato sulla G.U. n. 252 del 29 ottobre 2003).	
B2 CATEGORIE DI EDIFICI ED OPERE INFRASTRUTTURALI DI COMPETENZA REGIONALE	
B2.1 - STRUTTURE CON AFFOLLAMENTI SIGNIFICATIVI	B2.1.1 - Scuole di ogni ordine e grado; centri di formazione professionale
	B2.1.2 - Servizi educativi per l'infanzia
	B2.1.3 - Strutture universitarie
	B2.1.4 - Strutture fieristiche, ricreative, culturali e per lo spettacolo (quali cinema, teatri, auditorium, sale convegni e conferenze, discoteche, musei, biblioteche) con capienza superiore a 100 persone ⁽¹⁾
	B2.1.5 - Stadi ed impianti sportivi, dotati di tribune anche mobili con capienza superiore a 100 persone ⁽²⁾
	B2.1.6 - Chiese ed edifici aperti al culto
	 B2.1.7 - Residenze socio assistenziali, case di riposo e ogni altra struttura sanitaria con presenza di degenze
	B2.1.8 - Mercati coperti, esercizi e centri commerciali aventi superficie di vendita al dettaglio superiore a 1.500 mq
B2.2 - OPERE INFRASTRUTTURALI	B2.2.1 - Ponti sulle strade provinciali e comunali privi di valide alternative la cui interruzione provochi situazioni di emergenza (interruzioni prolungate del traffico verso insediamenti produttivi e/o abitativi)
	B2.2.2 - Stazioni e infrastrutture ferroviarie di competenza regionale, stazioni tramviarie, dei bus e della metropolitana
	B2.2.3 - Dighe, invasi artificiali con sbarramenti, individuati nei piani provinciali di protezione civile
B2.3 - STRUTTURE CON ATTIVITA' PERICOLOSE PER L'AMBIENTE	B2.3.1 - Stabilimenti a rischio di incidente rilevante ai sensi del DLgs n. 334 del 17 agosto 1999, individuati nei piani provinciali di protezione civile
	B2.3.2 - Altre strutture individuate nei piani provinciali di protezione civile (quali discariche, inceneritori, impianti di trattamento delle acque reflue) il cui collasso può determinare gravi conseguenze in termini di danni ambientali

a. Contesto Edilizio

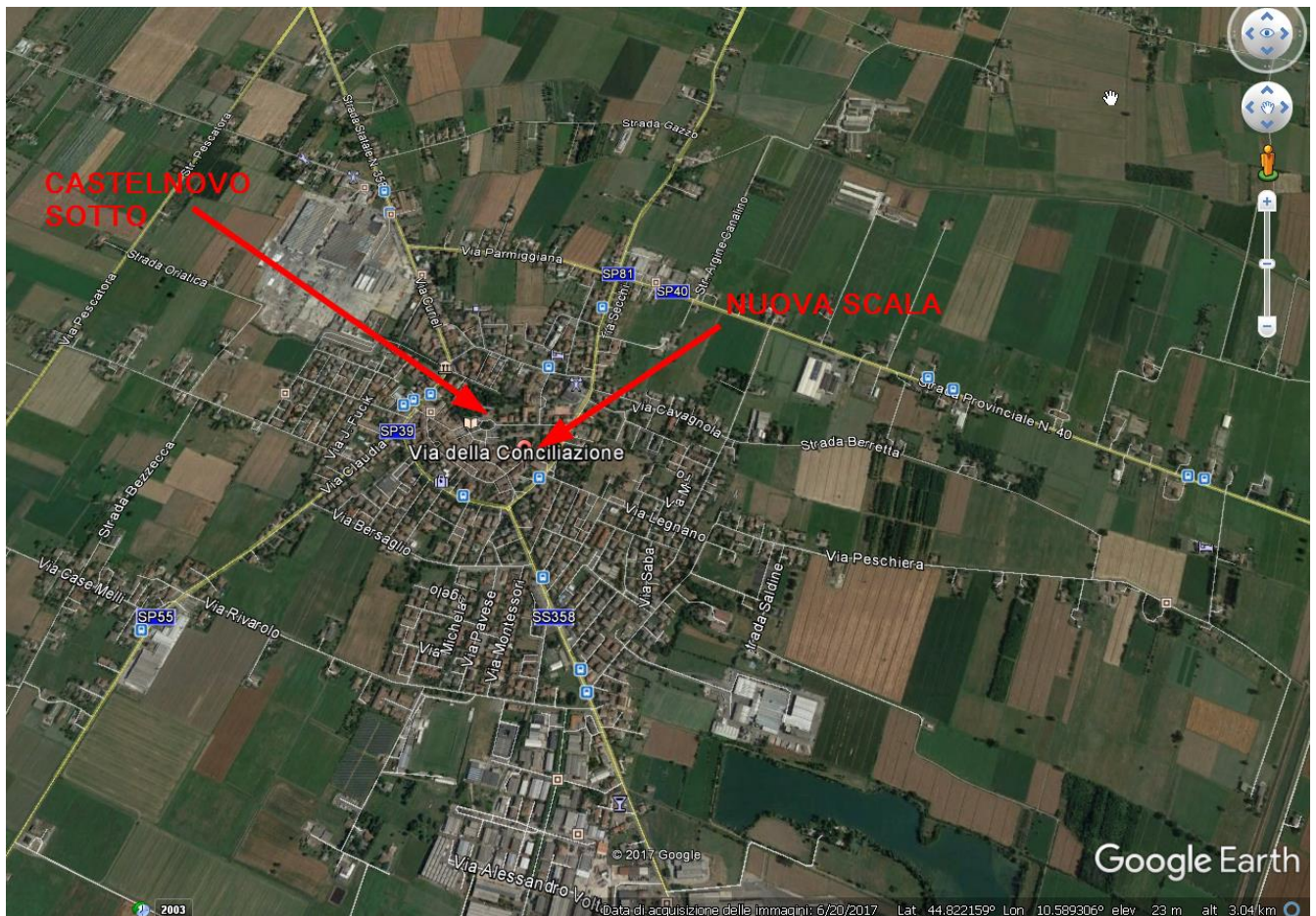
Il fabbricato esistente, dove all'interno si va a collocare il nuovo telaio d'acciaio, è collocato in via Conciliazione 10, ne centro storico del Comune di Castelnovo Sotto.

La posizione della nuova scala è Catastalmente ubicata al foglio 31 mappale 122 ed è ; attualmente di piena proprietà del Comune di Castelnovo di Sotto (RE).

La nuova scala sarà posizionata sul fronte nord-est dell'edificio.

La struttura è ubicata all'interno di un quartiere residenziale, facilmente raggiungibile grazie alla vicinanza alla viabilità principale, con buona accessibilità dei servizi pubblici.

La casa protetta è collegata a nord da via della Conciliazione, a sud da via Gramsci e da via S. Andrea. Sono presenti aree adibite a parcheggio e aree verdi, collegati agli accessi dell'edificio.



LOCALIZZAZIONE SITO			
Indirizzo	Via della Conciliazione		
Comune	Castelnuovo di Sotto		
Provincia	RE		
Altezza	h_s	30	m s.l.m.
Coordinate geografiche (edificio)	Lat.	44,810143	N
	Long.	10,565249	E

Per i dati geologici del terreno si è fatto riferimento alla relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Arrigo Giusti, dove è stata eseguita una penetrometrica statica CPT1 in via della Conciliazione.

Dal piano cortilivo, annettendo la coltre di riporto di spessore 0,80-1,00 m ed il sottostante terreno vegetale ad elevata componente organica e torbosa, si approfondisce sino a 5,5 m in argille con livelli di limi sabbiosi e sabbie limose. Da 5,50 m sino a 7,50 m vi sono sabbie limose e sabbie in scarsa matrice limo argillosa. Da 7,50 m sino a 16 m vi sono argille con livelli di limi sabbiosi, sabbie limose e sabbie, oltre i 16 m vi sono argille molto consistenti a cui si alternano livelli di limi sabbiosi. La categoria del sottosuolo è di **tipo "C"** e la categoria topografica è T1.

b. Descrizione Generale

Il telaio della scala è formato da 8 pilastri HEA 200 che portano i cosciali delle rampe e dei pianerottoli formati da UPN 200. In pianta l'ingombro totale è di 3,28 m x 10 m per un'altezza massima di 13,60 m. La scala collega dall'esterno i tre piani dell'edificio rispettivamente a +3,30 sul primo livello, +7,12 m sul secondo e +10,90 m sul terzo.

I telai laterali sono collegati trasversalmente da HEA 140 imbullonati ai pilastri HEA 200. I pianerottoli e le pedate dei gradini sono realizzati con lamiera bugnata presso-piegata spessa 5 mm. Sui pianerottoli la lamiera appoggia su arcarecci formati da IPE 140. I parapetti sono formati da montanti e corrimani in tubolari 80x80x3 mm, imbullonati esternamente sulla faccia laterale dell'UPN 200 e chiusi da una lamiera forata da 2 mm. Sono presenti controventi laterali formati da tondi ϕ 20 sulle facciate, e nei pianerottoli da ϕ 16.

L'acciaio dei profili è di tipo S 275 zincato a caldo UNI EN ISO 1461/09 e pre-verniciato a polvere. Tutta la bulloneria è di classe 8.8 e la saldatura di 1° classe.

I pilastri sono collegati con vincolo ad incastro ad una soletta in cls 11,3 m x 3,9 m spessa 40 cm, classe C 25/30, classe di consistenza S4, classe di esposizione XC2, rapporto $A/C < 0,6$, armate con maglio ϕ 12 / 15 cm B450C. I pilastri appoggiano sulla soletta mediante una piastra in acciaio di ripartizione 620x620x15 mm dotata di nervature di irrigidimento da 8 mm, e fissata con 8 tirafondi ϕ 22 L=70 cm ancorati con bolzone da ϕ 28 mm.

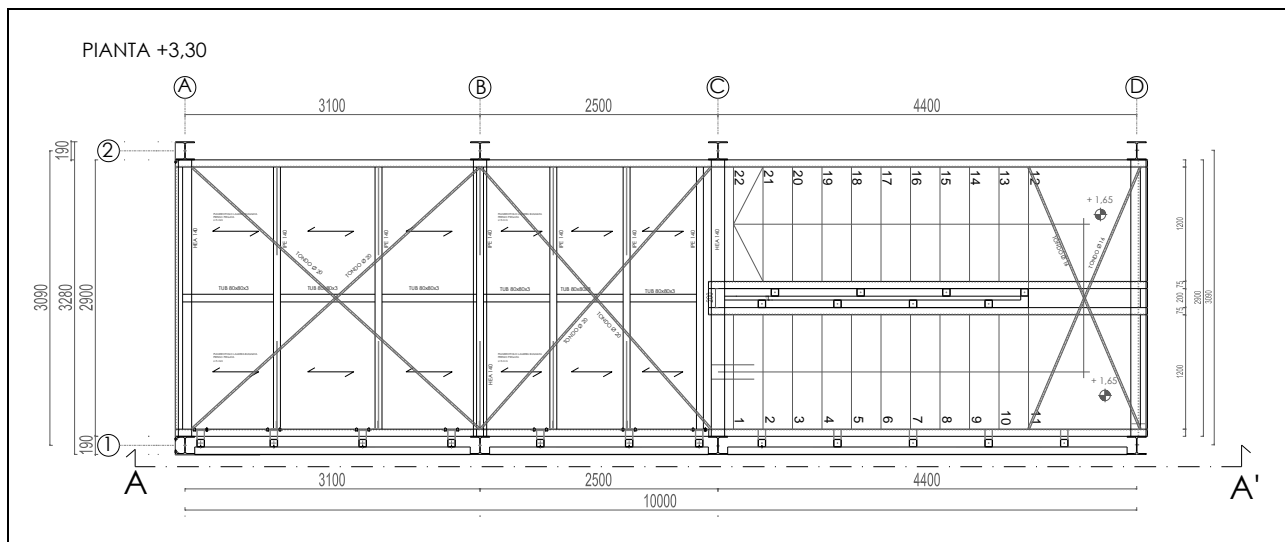


Figura 2 - Pianta

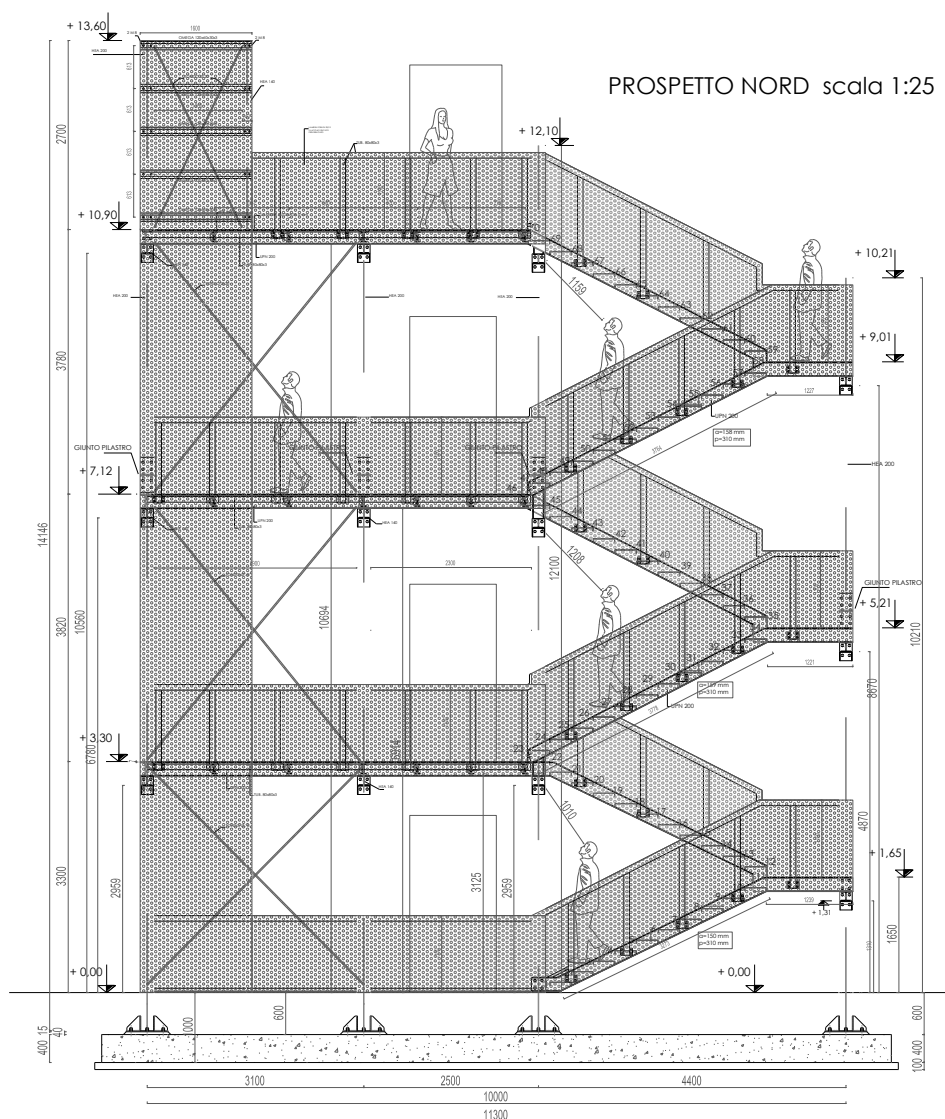


Figura 3 – Vista in Prospetto

c. Normativa di Riferimento

- Nuove Norme Tecniche per le costruzioni, D.M. 17 gennaio 2018
- Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme tecniche per le costruzioni" Circolare 21 gennaio 2019, n° 7
- L.R. n 19 del 30/10/2008 - "Norme per la riduzione del rischio sismico", con le modifiche apportate dalla L.R. 6 luglio 2009, n.6 "Governo e riqualificazione solidale del territorio"

d. Parametri di progetto

- Vita nominale $V_N=50$ anni
- **Classe d'uso III** $\implies C_u=1,5$ coefficiente d'uso
- Periodo di riferimento $V_R=V_N \cdot C_u=50 \times 1,5 = 75$
- Latitudine: $44,810143^\circ$ - Longitudine $10,565249^\circ$ - Altitudine: 30 m slm.
- **Tipologia del terreno C.**
- Categoria Topografica: T1
- $S_T=1,0$
- $S_S=1,492$

Sulla struttura intelaiata si considerano i carichi derivanti dal peso proprio G_1 , dai permanenti G_2 , dalla neve e dal vento Q_{ki} , dal sovraccarico accidentale scale 4 kN/mq e spinta orizzontale sui parapetti $H_k=2 \text{ kN/ml}$.

Analisi dei carichi

Il peso proprio dei profili è calcolato tenendo conto del peso proprio dell'acciaio 7.850 daN/mc e dalla sezione del profilo.

G1:

- | | |
|-----------------|-------------------------------------|
| - HEA 200 | $p=42,3 \text{ daN/ml}$ (pilastri) |
| - UPN 200 | $p=25,3 \text{ daN/ml}$ (cosciali) |
| - HEA 140 | $p=24,7 \text{ daN/ml}$ (traversi) |
| - IPE 140 | $p=12,9 \text{ daN/ml}$ (arcarecci) |
| - TUB 80x80x3 | $p=7,3 \text{ daN/ml}$ (parapetti) |
| - OMEGA 80x40x3 | $p=8,1 \text{ daN/ml}$ (traversi) |

G2:

- | | |
|-------------------------------|--|
| - $G_2 = 39,3 \text{ daN/mq}$ | Peso lamiera pianerottoli gradini (5 mm) |
|-------------------------------|--|

- $G_2 = 12$ daN/mq Peso lamiera forata di chiusura verticale (2 mm)

Qk:

- $Q_{k1} = 400$ daN/mq Sovraccarico scale comuni Cat. A (Tab. 3.1.II)
- $Q_{k2} = 120$ daN/mq Carico Neve
- $Q_{k3} = 58$ daN/mq Carico Vento (Pressione)
- $Q_{k4} = 37$ daN/mq Carico Vento (Depressione)

- Carico Neve

Zona I Mediterranea: $q_{sk} = 1,5$ kN/mq ($a_s < 200$ m slm)

$$C_E = 1$$

$$C_T = 1$$

$$\mu = 0,8$$

$$q_s = \mu \cdot C_E \cdot C_T \cdot q_{sk} = 1,20 \text{ kN/mq}$$

- Carico Vento

2) Emilia Romagna

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
2	25	750	0.45
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			30
T_R (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0} \cdot c_a \quad c_a = 1 \text{ per } a_s \leq a_0$			
$c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1) \text{ per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$			
$c_a = 1$		v_b [m/s] = 25.000	
$v_r = v_b \cdot c_r \quad c_r = 0,75 \cdot \{1 - 0,2 \cdot \ln[-\ln(1 - 1/T_r)]\}^{0,5}$			
$c_r = 1.00000$		v_r [m/s] = 25.000	

$$p \text{ (pressione del vento [N/mq])} = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

$$q_r \text{ (pressione cinetica di riferimento [N/mq])}$$

$$c_e \text{ (coefficiente di esposizione)}$$

$$c_p \text{ (coefficiente di pressione)}$$

$$c_d \text{ (coefficiente dinamico)}$$



$$q_b = 39,12 \text{ daN/mq}$$

Classe di rugosità: **C** ←

Categoria di esposizione: **III**

Classe di rugosità del terreno

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

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa	mare	500m	750m		
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
	costa	mare	500m		
	2 km	10 km	30 km		
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
	mare	costa	
	1.5 km	0.5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

ZONA 9		
	mare	costa
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

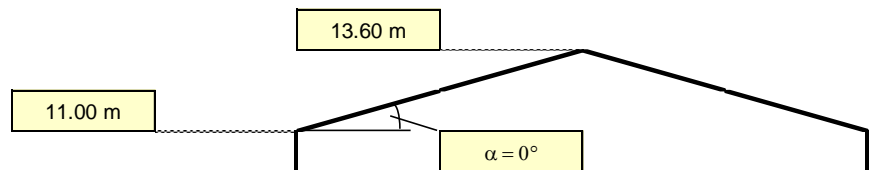
Zona	Classe di rugosità	a _s [m]
2	C	30

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
III	0.2	0.1	5	1

z [m]	c _e
z ≤ 5	1.708
z = 11	2.200
z = 13.6	2.341

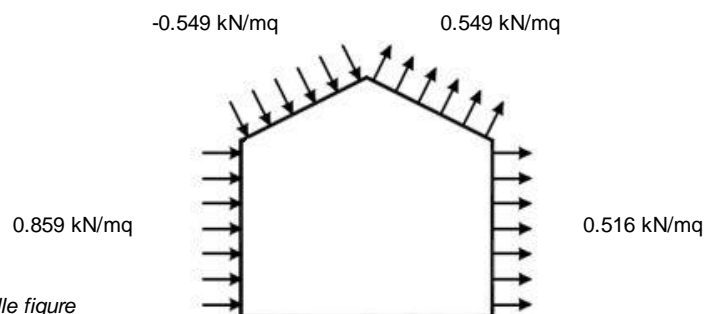


Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture non stagne

Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	0.859
(2)	-0.549
(3)	0.549
(4)	0.516



N.B. Se p (o c_{pe}) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure

Parametri sismici

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

10,56525

LATITUDINE

44,81014

☐ Ricerca per comune

REGIONE

Emilia-Romagna

PROVINCIA

Reggio Emilia

COMUNE

Castelnovo di Sotto

Elaborazioni grafiche

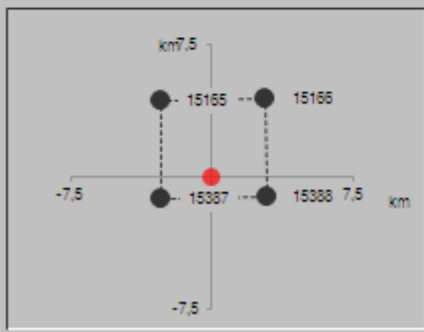
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri


Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

☐ Sito esterno al reticolo

☐ Interpolazione su 3 nodi

☒ Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE { SLO - $P_{VR} = 81\%$ info

SLD - $P_{VR} = 63\%$ info

Stati limite ultimi - SLU { SLV - $P_{VR} = 10\%$ info

SLC - $P_{VR} = 5\%$ info

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

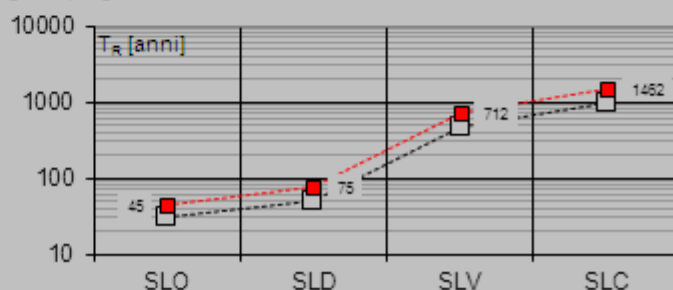
Tabella parametrizzazione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione



FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info

Categoria topografica info

$S_s = 1,492$

$C_o = 1,548$ info

$h/H = 0,000$

$S_T = 1,000$ info

(h =quota sito, H =altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%)

$\gamma = 1,000$ info

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_o

Regol. in altezza info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q

$\gamma = 0,667$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

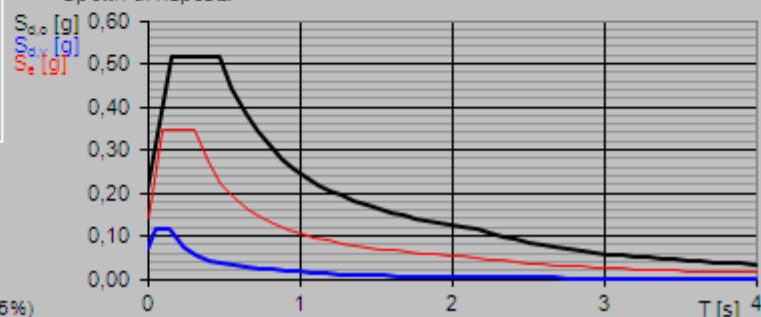
Parametri e punti spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale

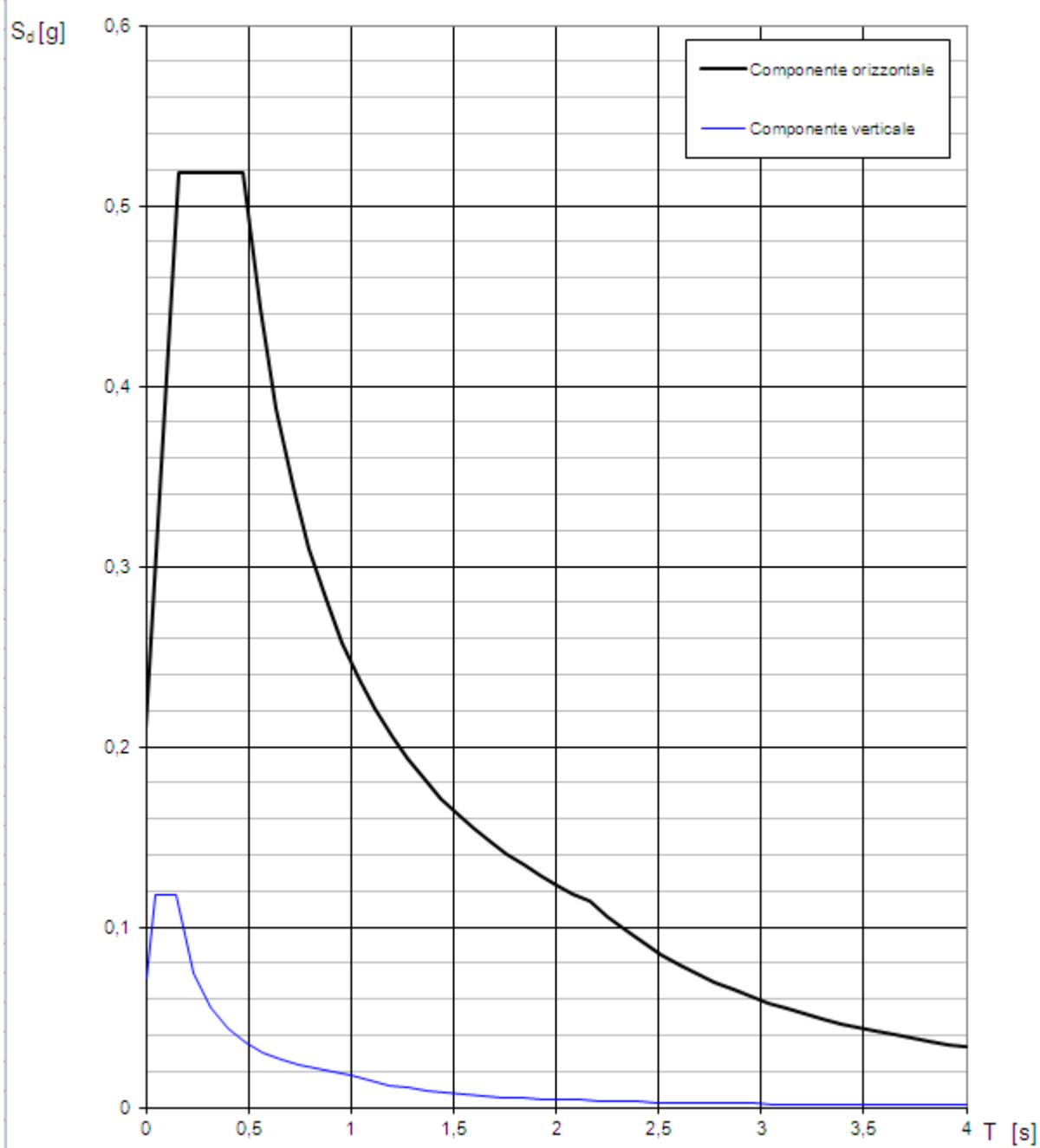
— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Spettri di risposta



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,141 g
F_a	2,463
T_c	0,308 s
S_s	1,492
C_c	1,548
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,492
η	1,000
T_B	0,159 s
T_C	0,477 s
T_D	2,164 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_a} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_s(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,210
$T_B \leftarrow$	0,159	0,518
$T_C \leftarrow$	0,477	0,518
	0,558	0,443
	0,638	0,388
	0,718	0,344
	0,799	0,310
	0,879	0,281
	0,959	0,258
	1,040	0,238
	1,120	0,221
	1,200	0,206
	1,281	0,193
	1,361	0,182
	1,441	0,172
	1,522	0,163
	1,602	0,154
	1,682	0,147
	1,762	0,140
	1,843	0,134
	1,923	0,129
	2,003	0,123
	2,084	0,119
$T_D \leftarrow$	2,164	0,114
	2,252	0,106
	2,339	0,098
	2,426	0,091
	2,514	0,085
	2,601	0,079
	2,689	0,074
	2,776	0,069
	2,863	0,065
	2,951	0,061
	3,038	0,058
	3,126	0,055
	3,213	0,052
	3,301	0,049
	3,388	0,047
	3,475	0,044
	3,563	0,042
	3,650	0,040
	3,738	0,038
	3,825	0,037
	3,913	0,035
	4,000	0,033

e. Materiali utilizzati

- **ACCIAIO - PROFILI ACCIAIO S 275:**

$$E = 2.1e+005 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\nu = 0.300$$

$$G = 80769 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$P_s = 78.5 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\alpha = 1.2e-005 \text{ (1/}^\circ\text{C)}$$

$$f_{yk} = 275 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_u = 430 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\gamma_{M0,c} = 1.05$$

$$\gamma_{M0,t} = 1.05$$

$$\gamma_{M1} = 1.05$$

$$\gamma_{m,ecc} = 1$$

Valori di progetto

$$f_{cd} = f_y / 1,05 = 261,9 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{ctd} = f_y / 1,05 = 261,9 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

- **ANCORAGGI MECCANICI**

Classe di resistenza 8.8

$$f_{yk} = 640 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{tk} = 800 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

- **SALDATURE**

- 1° Classe

- **CALCESTRUZZO FONDAZIONI: Cls C25/30**

$$E = 31476 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\nu = 0.200$$

$$G = 13115 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$P_s = 25 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\alpha = 1e-005 \text{ (1/}^\circ\text{C)}$$

$$\gamma_{m,c} = 1.5$$

$$\gamma_{m,t} = 1.5$$

$$\gamma_{m,ecc} = 1$$

$$R_{ck} = 30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{ctk} = 1.7955 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{ctm} = 2.565 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

$$\alpha_{ct} = 1$$

Valori di progetto

$$f_{cd} = 14.167 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{ctd} = 1.197 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

Parametri per verifiche di fessurazione:

Per le verifiche di formazione delle fessure il moltiplicatore di f_{ctm} è: 1/0;

Per le verifiche di apertura delle fessure i valori ammissibili delle aperture delle fessure sono:

per le armature sensibili:

Combinazione Rara	Combinazione Quasi Permanente	Combinazione Frequente
0 mm	0.2 mm	0.3 mm

per le armature poco sensibili:

Combinazione Rara	Combinazione Quasi Permanente	Combinazione Frequente
0 mm	0.3 mm	0.4 mm

Parametri verifiche a taglio

$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$, $v_{min} = 0.175 * k^{3/2}$, $k_1 = 0.15$, $f_{cd}/f_{cd} = 0.5$

Per il significato dei parametri si veda anche par.6.2.2 EC2

Parametri verifiche a punzonamento (par.6.4.4, EN 1992-1-1:2005):

Sono i medesimi valori per il taglio di cui sopra

- **Acciaio Armatura cls: B450C**

$E = 2e+005$ (N/mm²)

$\nu = 0.300$

$G = 76923$ (N/mm²)

$P_s = 78.5$ (kN/m³)

$\alpha = 1.2e-005$ (1/°C)

$f_{yk} = 450$ (N/mm²)

$\gamma_{m,c} = 1.15$

$\gamma_{m,t} = 1.15$

$\gamma_{m,ecc} = 1$

$f_u = 540$ (N/mm²)

Aderenza Migliorata = Si

Tipo Armatura = armatura poco sensibile

Valori di progetto

$f_{cd} = 391.3$ (N/mm²)

$f_{ctd} = 391.3$ (N/mm²)

f. Illustrazione criteri di progettazione e modellazione

Classe di duttilità

La struttura sarà calcolata in classe di duttilità bassa: CD"B" con tipologia strutturale a telaio.

Fattore di struttura

Pur avendo forma regolare in pianta si considera un comportamento strutturale del telaio non dissipativo pertanto si adotta un **fattore di comportamento unitario $q=1$** .

Stati Limite

La Combinazione SLU sarà utilizzata per le verifiche di resistenza, stabilità degli elementi portanti compressi e delle giunzioni di collegamento. Inoltre sarà utilizzata anche nella fase geotecnica per la portanza del sistema fondale.

La combinazione a SLE sarà utilizzata per le verifiche di deformabilità del telaio (SLD).

Giunto di separazione

La scala sarà giuntata rispetto alla casa protetta struttura esistente in muratura. Il giunto permetterà lo spostamento relativo fra le due strutture, ed evitare fenomeni di martellamento fra le parti. **Il giunto fra le parti sarà di 20 cm.**

Par. 7.2.1 NTC 2018 – Distanza tra costruzioni contigue

Il punto più alto della scala dal piano fondazione vale $H=1420$ cm.

La stima della distanza fra le costruzioni è: $d_1=1/100 H \cdot a_g S / 0,5g = 6$ cm

dove:

$$a_g=0,141g$$

$$S=1,492$$

Si riporta lo spostamento massimo derivante dal modello di calcolo effettuato con analisi dinamica modale, nella combinazione sismica SLV orizzontale nella direzione Y verso il fabbricato esistente. Lo spostamento calcolato vale **$d_y=6,8$ cm**, congruente alla stima fatta con l'espressione della Normativa sopra riportata.

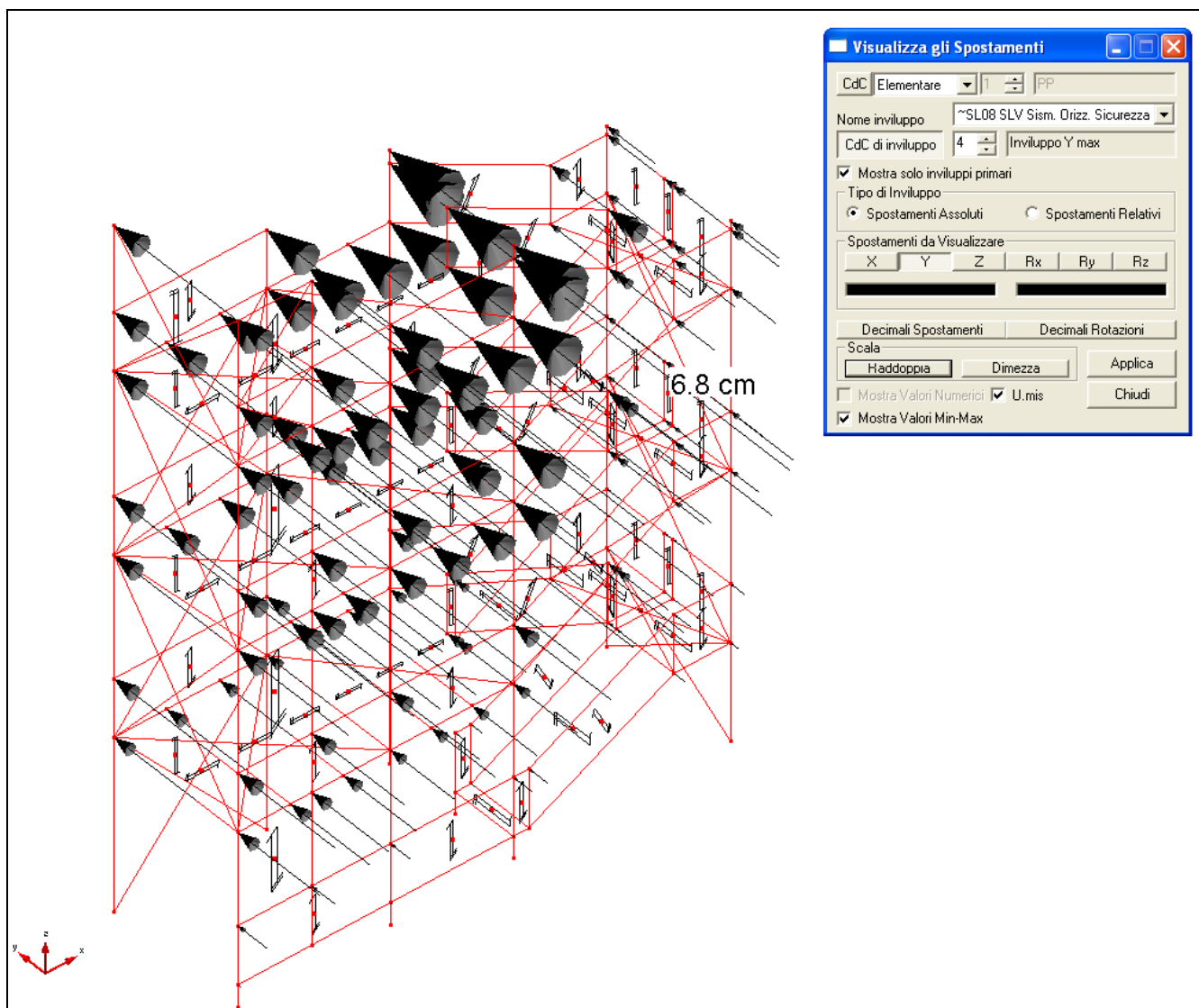


Figura 4 - Spostamento massimo combinazione sismica SLV

Il giunto di 20 cm pertanto appare congruente rispetto agli spostamenti sismici attesi.

Schemi statici Adottati

I pilastri del telaio sono stati considerati incastrati alla base, mentre i traversi IPE 140 e i controventi ϕ 16 e ϕ 20 sono svincolati dal telaio rispetto alle rotazioni (cerniere). Nel modello sono stati inseriti elementi “solaio” che non portano alcuna rigidezza nel piano, ma servono solamente a distribuire i carichi e sovraccarichi alla struttura.

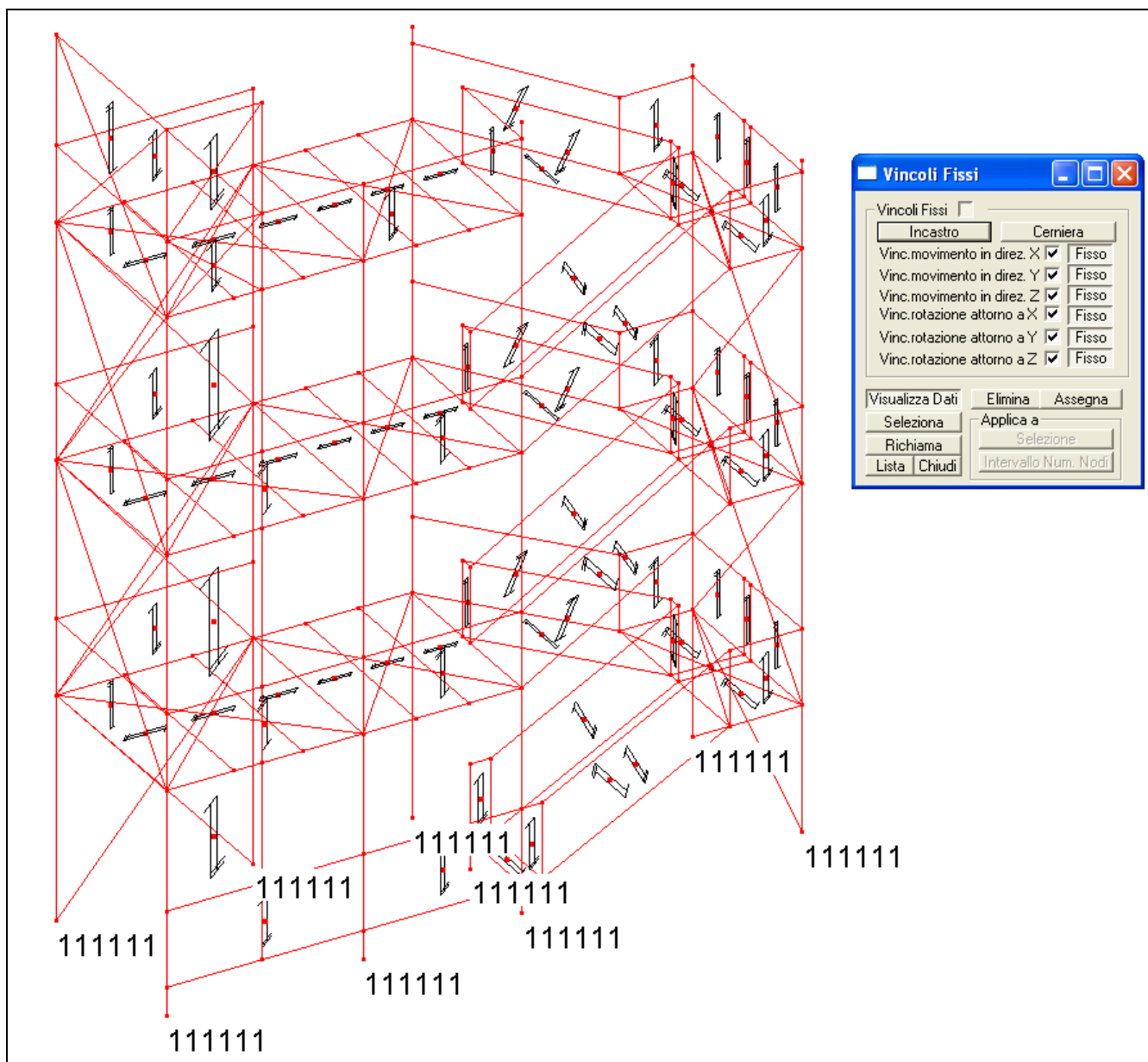


Figura 5 - SCHEMA STATICO DEL TELAIO – VINCOLI INCASTRO ALLA BASE

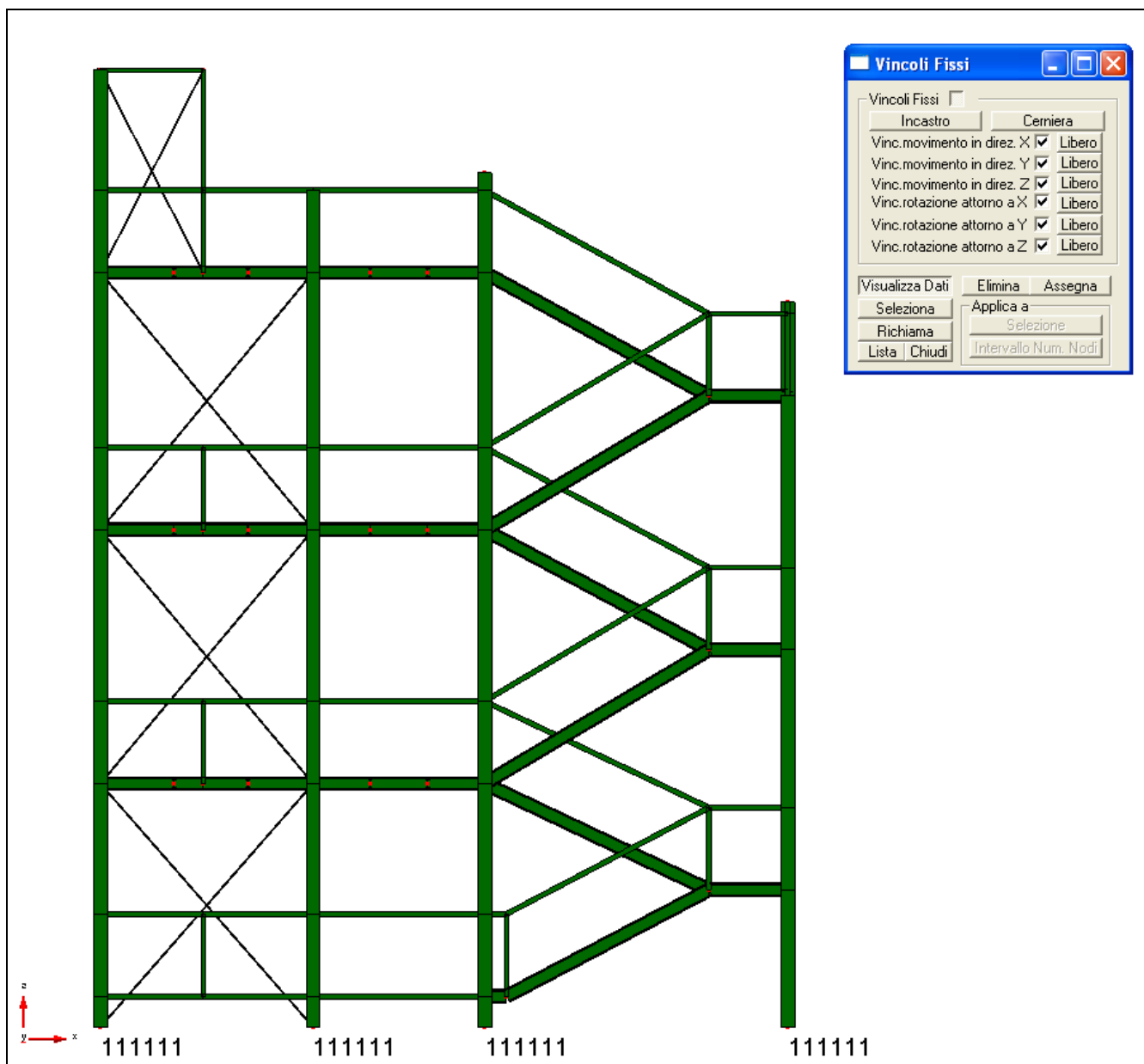


Figura 6 - PROSPETTO LATERALE SUD

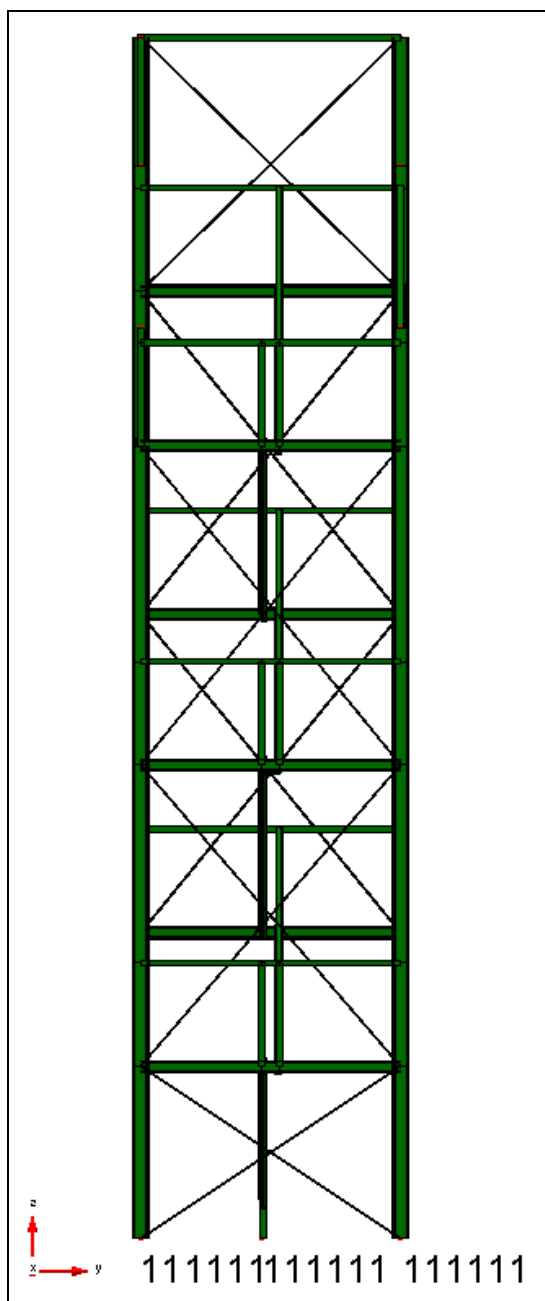


Figura 7 - PROSPETTO LATERALE OVEST

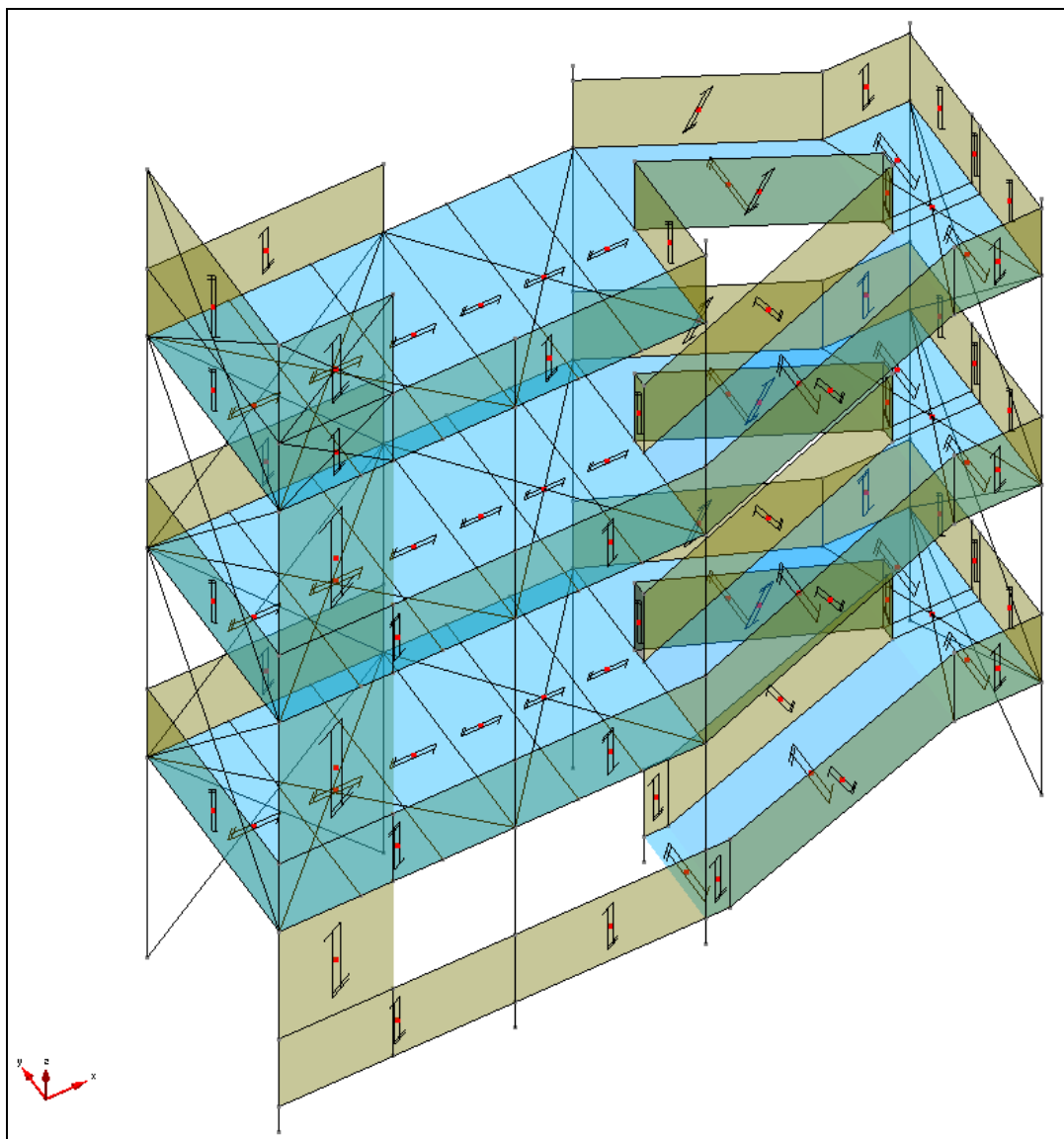


Figura 8 - ELEMENTI SOLAIO PER PIANEROTTOLI E PARAPETTI

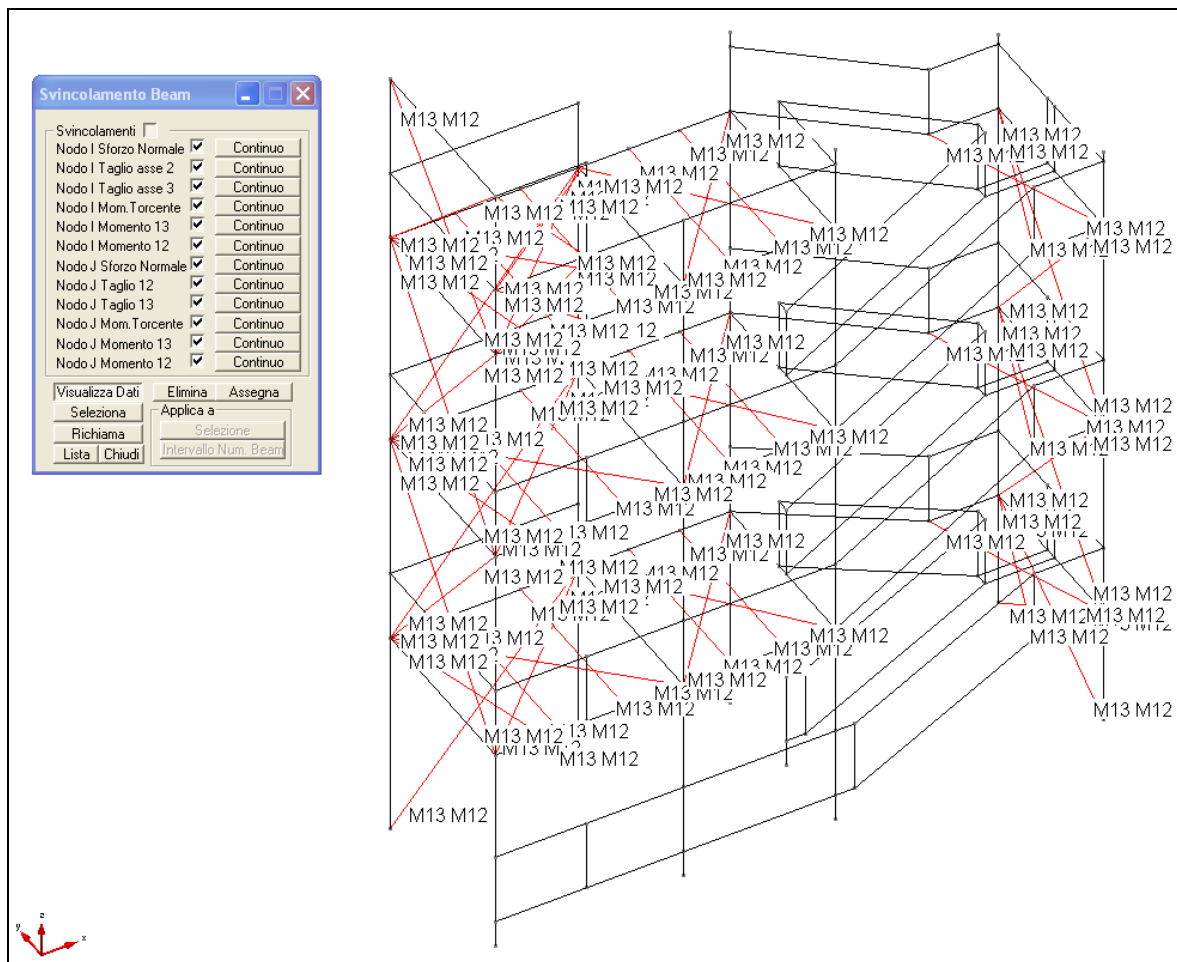
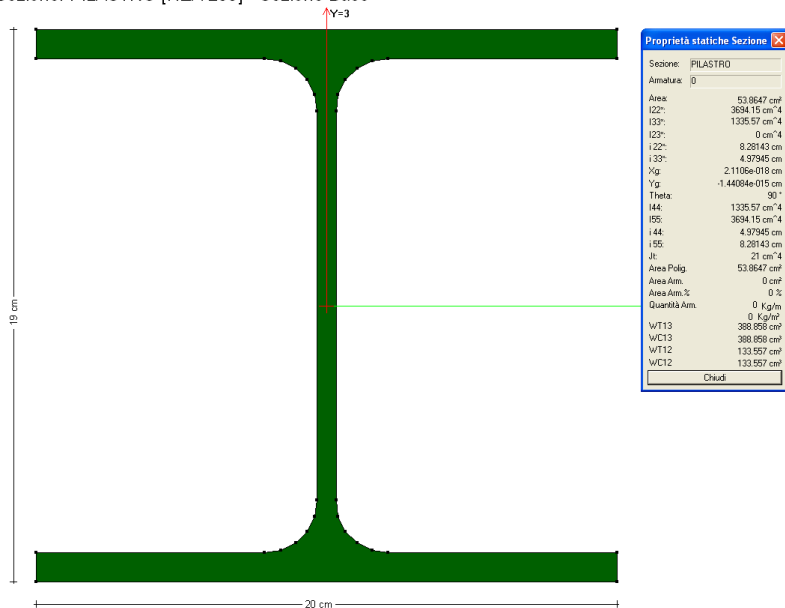


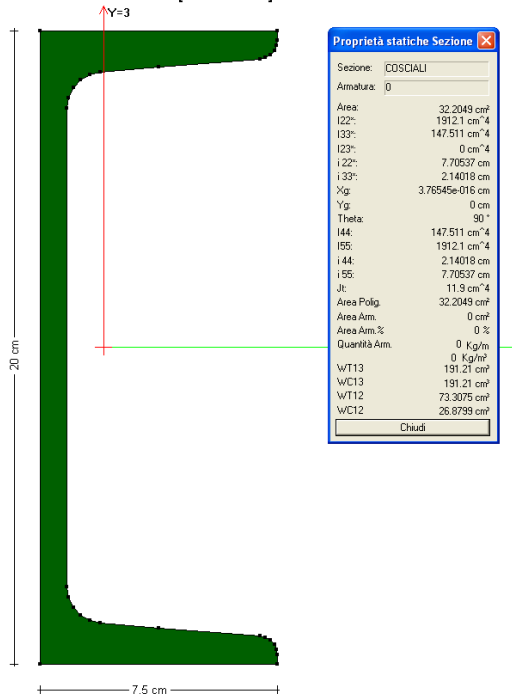
Figura 9 - SVINCOLAMENTI INTERNI DELLE ROTAZIONI DELLE TRAVI (CONTROVENTI)

Sezioni Principali:

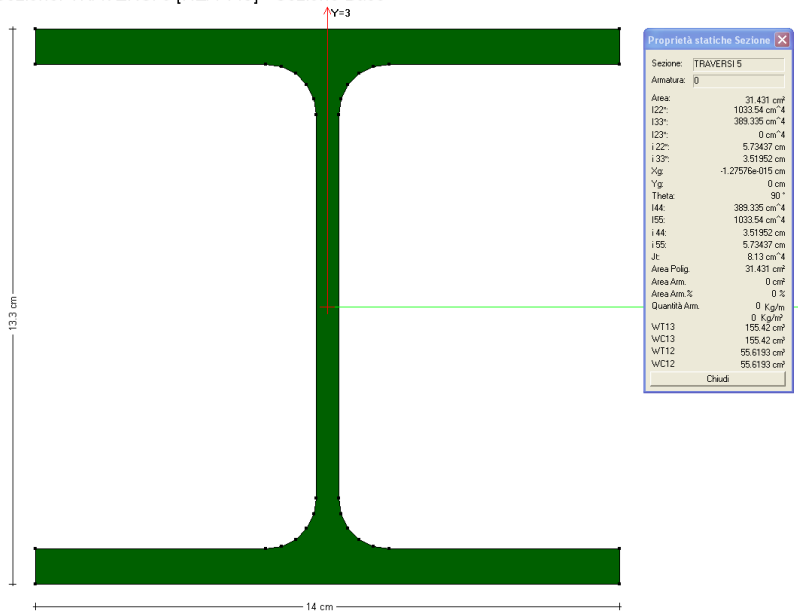
Sezione: PILASTRO [HEA 200] - Sezione Base



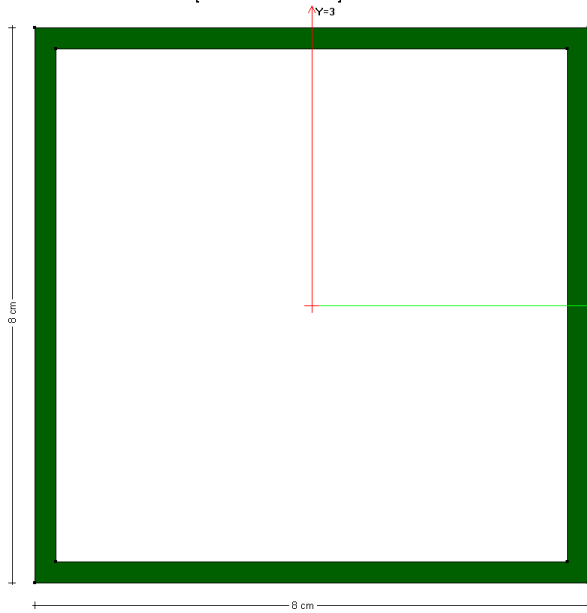
Sezione: COSCIALI [UPN 200] - Sezione Base



Sezione: TRAVERSI 5 [HEA 140] - Sezione Base

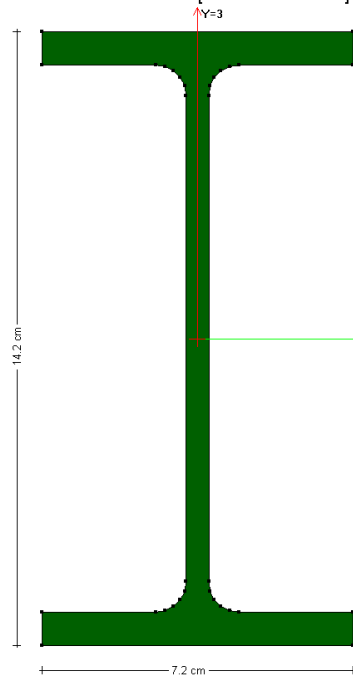


Sezione: PARAPETTO 2 [8x8 cm s=0.3 cm] - Sezione Base



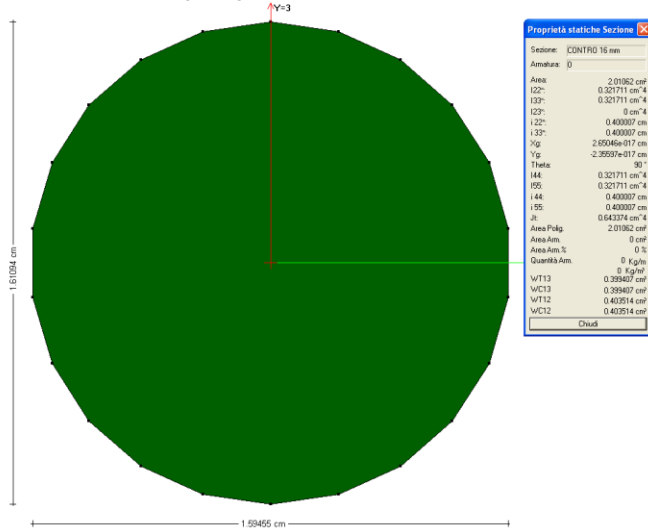
Proprietà statiche Sezione	
Sezione:	PARAPETTO 2
Armatura:	()
Area:	9.24 cm ²
I ₂₂ :	91.4452 cm ⁴
I ₃₃ :	91.4452 cm ⁴
I ₂₃ :	0 cm ⁴
i ₂₂ :	3.1459 cm
i ₃₃ :	3.1459 cm
X _G :	0 cm
Y _G :	0 cm
Theta:	0°
I ₄₄ :	91.4452 cm ⁴
I ₅₅ :	91.4452 cm ⁴
I ₄₄ :	3.1459 cm
I ₅₅ :	3.1459 cm
J _t :	166.776 cm ⁴
Area Polg.	9.24 cm ²
Area Arm.	0 cm ²
Area Arm. %	0 %
Quantità Arm.	0 Kg/m
W _{T13} :	22.8613 cm ³
W _{C13} :	22.8613 cm ³
W _{T12} :	22.8613 cm ³
W _{C12} :	22.8613 cm ³
Chiudi	

Sezione: TRAVERSI 4 [IPE I 140 x 14.4] - Sezione Base



Proprietà statiche Sezione	
Sezione:	TRAVERSI 4
Armatura:	()
Area:	18.3569 cm ²
I ₂₂ :	611.644 cm ⁴
I ₃₃ :	48.7632 cm ⁴
I ₂₃ :	0 cm ⁴
i ₂₂ :	5.77231 cm
i ₃₃ :	1.62985 cm
X _G :	7.02922e-016 cm
Y _G :	0 cm
Theta:	90°
I ₄₄ :	48.7632 cm ⁴
I ₅₅ :	611.644 cm ⁴
I ₄₄ :	1.62985 cm
I ₅₅ :	5.77231 cm
J _t :	3.43 cm ⁴
Area Polg.	18.3569 cm ²
Area Arm.	0 cm ²
Area Arm. %	0 %
Quantità Arm.	0 Kg/m
W _{T13} :	86.147 cm ³
W _{C13} :	86.147 cm ³
W _{T12} :	13.5453 cm ³
W _{C12} :	13.5453 cm ³
Chiudi	

Sezione: CONTROL 16 mm [Ø2 cm] - Sezione Base



g. Principali Combinazioni delle Azioni

Sono state considerate le condizioni di SLU e SLE in combinazione statica e SLV in combinazione sismica considerando come carichi accidentali la folla, il vento e la neve.

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2}$$

Coefficienti parziali per le azioni (A1 STR):

- $\gamma_{G1} = 1,3$ Carichi permanenti
- $\gamma_{G2} = 1,5$ Carichi permanenti non strutturali
- $\gamma_{Q1} = 1,5$ Carichi variabili
- $\gamma_{Q2} = 1,5$ Carichi variabili
- $\gamma_{Q3} = 1,5$ Carichi variabili

- $\psi_{02} = 0,6$ Vento
- $\psi_{02} = 0,5$ Neve
- $\psi_{02} = 0,7$ Folla

- Combinazione principale folla 4 kN/mq
 $\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} \cdot 4 \text{ kN/mq} + \gamma_{Q2} \cdot 0,5 \cdot 1,2 \text{ kN/mq} + \gamma_{Q3} \cdot 0,6 \cdot 0,86 \text{ kN/mq}$
- Combinazione principale vento 0,86 kN/mq / 0,52 kN/mq
 $\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} \cdot 0,86 \text{ kN/mq} + \gamma_{Q2} \cdot 0,7 \cdot 4 \text{ kN/mq} + \gamma_{Q3} \cdot 0,5 \cdot 1,2 \text{ kN/mq}$
- Combinazione principale neve 1,2 kN/mq
 $\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} \cdot 1,2 \text{ kN/mq} + \gamma_{Q2} \cdot 0,6 \cdot 0,86 \text{ kN/mq} + \gamma_{Q3} \cdot 0,7 \cdot 4 \text{ kN/mq}$

Nella combinazione sismica per i carichi e l'analisi modale si è adottata la combinazione seguente

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Con i suddetti coefficiente di combinazione

$\psi_{2j} = 0,6$ Ambienti suscettibili d'affollamento

$\psi_{2j} = 0,0$ Neve, Vento

- Combinazione caratteristica SLE per gli abbassamenti e le frecce :

Carico folla principale $Q_{1k} = 4 \text{ kN/mq}$

Carico neve secondario : $Q_{2k} = 1,2 \text{ kN/mq}$

$$G_1 + G_2 + 1 \cdot Q_{k1} + 0,5 \cdot 1,2 \text{ kN/mq}$$

- Combinazione caratteristica SLE per spostamenti orizzontali vento :

Carico vento principale $Q_{1k} = 0,86 \text{ kN/mq} / 0,52 \text{ kN/mq}$

Carico secondario folla : $Q_{2k} = 4 \text{ kN/mq}$

$$G_1 + G_2 + 1 \cdot Q_{k1} + 0,7 \cdot 4,0 \text{ kN/mq}$$

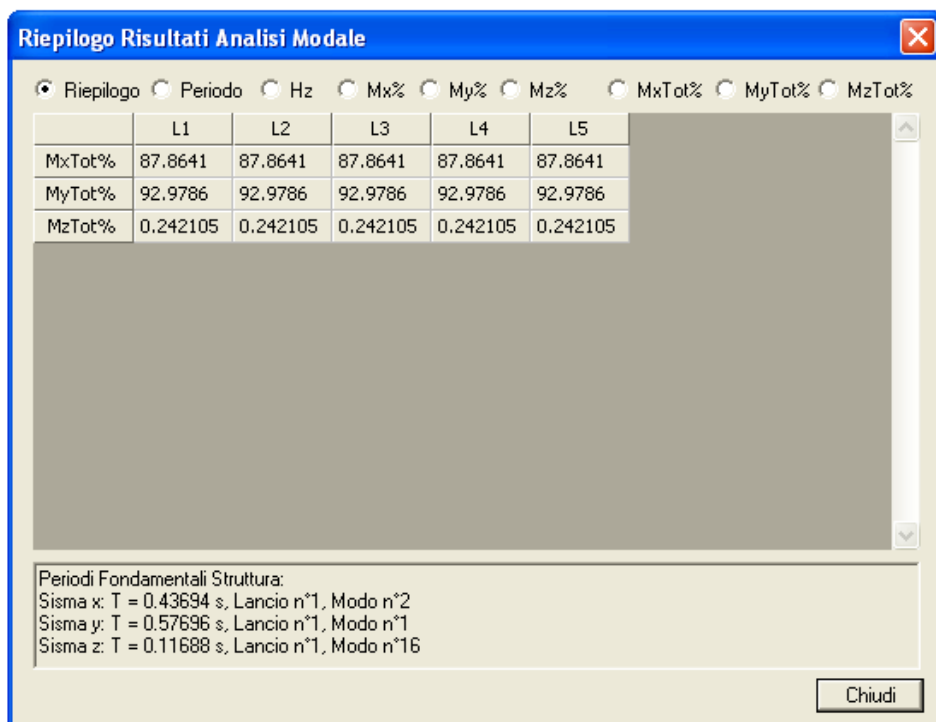
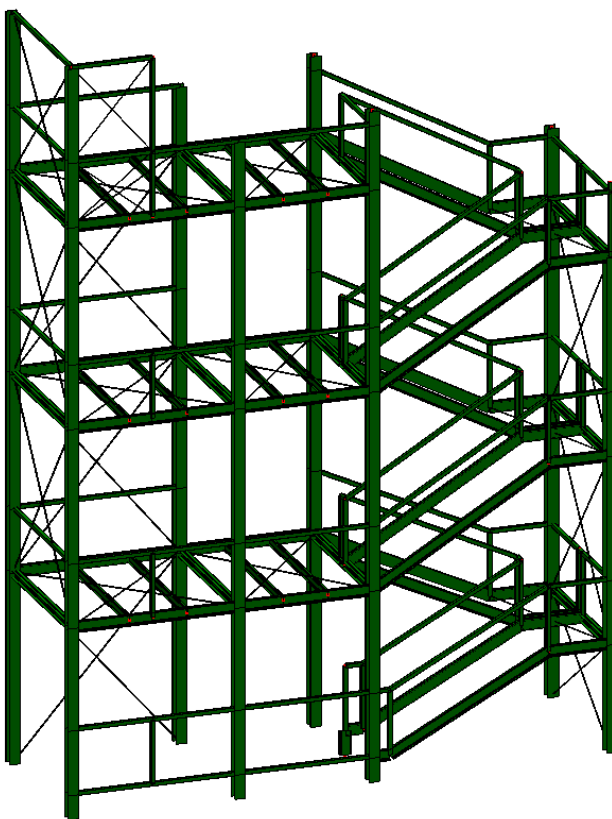
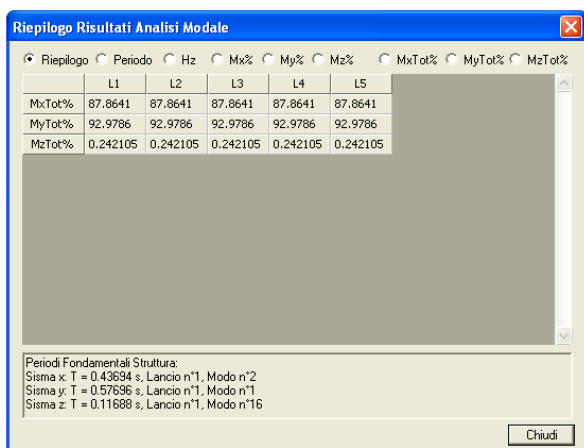
- Combinazione SLD per le deformate sismiche

Per il controllo degli spostamenti si è verificato la deformazione in SLD considerando il carico folla con $\psi_{2j}=0,8$ e gli spostamenti sismici nelle due direzioni $+1,0 / -1,0$ in X $+0,3 / -0,3$ in Y e $+0,3 / -0,3$ in X $+1,0 / -1,0$ in Y

h. Metodo di Analisi

Per la verifica del telaio si eseguirà **un'analisi lineare dinamica modale** per analizzare la risposta sismica dei profili d'acciaio.

Sono stati considerati **16 modi di vibrare** della struttura in modo da movimentare una **massa del 87 %** nelle due direzioni x,y (> 85 %).



Metodo di combinazione modale:

- CQC nel calcolo della risposta sismica, i contributi derivanti dai singoli modi sono combinati tenendo conto del segno delle singole componenti modali. La generica componente U_i delle risposta sismica è data da una combinazione quadratica delle componenti U_{ij} ($j=1, N.\text{modi}$) in cui i coefficienti di combinazione fra due modi distinti dipendono dai coefficienti di smorzamento dei due modi e dal rapporto fra le due frequenze. Se non vengono assegnati smorzamenti modali, i risultati forniti da questo metodo coincidono con quelli del metodo RMS.

Masse movimentate

La massa movimentata è calcolata in percentuale sulla massa totale applicata ai gradi di libertà dei nodi non vincolati.

A seguito sono descritte le percentuali di masse movimentate:

Lancio n°1:

n. Modo	Periodo (sec.)	Tot. X %	Parz. X %	Tot. Y %	Parz. Y %	Tot. Z %	Parz. Z %
1	0.57696	3.198	3.198	57.298	57.298	0.000	0.000
2	0.43694	49.884	46.686	64.773	7.475	0.020	0.020
3	0.30047	78.301	28.417	67.053	2.280	0.040	0.020
4	0.2577	78.563	0.262	81.368	14.314	0.040	0.000
5	0.22467	78.604	0.040	87.904	6.537	0.040	0.000
6	0.16726	78.634	0.030	88.096	0.192	0.040	0.000
7	0.16481	80.661	2.028	88.479	0.383	0.040	0.000
8	0.15812	82.588	1.927	89.811	1.332	0.040	0.000
9	0.1443	82.810	0.222	90.083	0.272	0.040	0.000
10	0.14225	83.143	0.333	90.961	0.878	0.040	0.000
11	0.13761	85.423	2.280	91.405	0.444	0.081	0.040
12	0.13173	85.665	0.242	91.476	0.071	0.091	0.010
13	0.12874	87.672	2.007	91.849	0.373	0.131	0.040
14	0.12735	87.703	0.030	92.958	1.110	0.131	0.000
15	0.11923	87.763	0.061	92.958	0.000	0.141	0.010
16	0.11688	87.864	0.101	92.979	0.020	0.242	0.101

Lancio n°2:

n. Modo	Periodo (sec.)	Tot. X %	Parz. X %	Tot. Y %	Parz. Y %	Tot. Z %	Parz. Z %
1	0.57696	3.198	3.198	57.298	57.298	0.000	0.000
2	0.43694	49.884	46.686	64.773	7.475	0.020	0.020
3	0.30047	78.301	28.417	67.053	2.280	0.040	0.020
4	0.2577	78.563	0.262	81.368	14.314	0.040	0.000
5	0.22467	78.604	0.040	87.904	6.537	0.040	0.000
6	0.16726	78.634	0.030	88.096	0.192	0.040	0.000
7	0.16481	80.661	2.028	88.479	0.383	0.040	0.000
8	0.15812	82.588	1.927	89.811	1.332	0.040	0.000
9	0.1443	82.810	0.222	90.083	0.272	0.040	0.000
10	0.14225	83.143	0.333	90.961	0.878	0.040	0.000
11	0.13761	85.423	2.280	91.405	0.444	0.081	0.040
12	0.13173	85.665	0.242	91.476	0.071	0.091	0.010
13	0.12874	87.672	2.007	91.849	0.373	0.131	0.040
14	0.12735	87.703	0.030	92.958	1.110	0.131	0.000
15	0.11923	87.763	0.061	92.958	0.000	0.141	0.010
16	0.11688	87.864	0.101	92.979	0.020	0.242	0.101

Lancio n°3:

n. Modo	Periodo (sec.)	Tot. X %	Parz. X %	Tot. Y %	Parz. Y %	Tot. Z %	Parz. Z %
1	0.57696	3.198	3.198	57.298	57.298	0.000	0.000
2	0.43694	49.884	46.686	64.773	7.475	0.020	0.020
3	0.30047	78.301	28.417	67.053	2.280	0.040	0.020
4	0.2577	78.563	0.262	81.368	14.314	0.040	0.000
5	0.22467	78.604	0.040	87.904	6.537	0.040	0.000
6	0.16726	78.634	0.030	88.096	0.192	0.040	0.000
7	0.16481	80.661	2.028	88.479	0.383	0.040	0.000
8	0.15812	82.588	1.927	89.811	1.332	0.040	0.000
9	0.1443	82.810	0.222	90.083	0.272	0.040	0.000
10	0.14225	83.143	0.333	90.961	0.878	0.040	0.000
11	0.13761	85.423	2.280	91.405	0.444	0.081	0.040
12	0.13173	85.665	0.242	91.476	0.071	0.091	0.010
13	0.12874	87.672	2.007	91.849	0.373	0.131	0.040

n. Modo	Periodo (sec.)	Tot. X %	Parz. X %	Tot. Y %	Parz. Y %	Tot. Z %	Parz. Z %
14	0.12735	87.703	0.030	92.958	1.110	0.131	0.000
15	0.11923	87.763	0.061	92.958	0.000	0.141	0.010
16	0.11688	87.864	0.101	92.979	0.020	0.242	0.101

Lancio n°4:

n. Modo	Periodo (sec.)	Tot. X %	Parz. X %	Tot. Y %	Parz. Y %	Tot. Z %	Parz. Z %
1	0.57696	3.198	3.198	57.298	57.298	0.000	0.000
2	0.43694	49.884	46.686	64.773	7.475	0.020	0.020
3	0.30047	78.301	28.417	67.053	2.280	0.040	0.020
4	0.2577	78.563	0.262	81.368	14.314	0.040	0.000
5	0.22467	78.604	0.040	87.904	6.537	0.040	0.000
6	0.16726	78.634	0.030	88.096	0.192	0.040	0.000
7	0.16481	80.661	2.028	88.479	0.383	0.040	0.000
8	0.15812	82.588	1.927	89.811	1.332	0.040	0.000
9	0.1443	82.810	0.222	90.083	0.272	0.040	0.000
10	0.14225	83.143	0.333	90.961	0.878	0.040	0.000
11	0.13761	85.423	2.280	91.405	0.444	0.081	0.040
12	0.13173	85.665	0.242	91.476	0.071	0.091	0.010
13	0.12874	87.672	2.007	91.849	0.373	0.131	0.040
14	0.12735	87.703	0.030	92.958	1.110	0.131	0.000
15	0.11923	87.763	0.061	92.958	0.000	0.141	0.010
16	0.11688	87.864	0.101	92.979	0.020	0.242	0.101

Lancio n°5:

n. Modo	Periodo (sec.)	Tot. X %	Parz. X %	Tot. Y %	Parz. Y %	Tot. Z %	Parz. Z %
1	0.57696	3.198	3.198	57.298	57.298	0.000	0.000
2	0.43694	49.884	46.686	64.773	7.475	0.020	0.020
3	0.30047	78.301	28.417	67.053	2.280	0.040	0.020
4	0.2577	78.563	0.262	81.368	14.314	0.040	0.000
5	0.22467	78.604	0.040	87.904	6.537	0.040	0.000
6	0.16726	78.634	0.030	88.096	0.192	0.040	0.000
7	0.16481	80.661	2.028	88.479	0.383	0.040	0.000
8	0.15812	82.588	1.927	89.811	1.332	0.040	0.000
9	0.1443	82.810	0.222	90.083	0.272	0.040	0.000
10	0.14225	83.143	0.333	90.961	0.878	0.040	0.000
11	0.13761	85.423	2.280	91.405	0.444	0.081	0.040
12	0.13173	85.665	0.242	91.476	0.071	0.091	0.010
13	0.12874	87.672	2.007	91.849	0.373	0.131	0.040
14	0.12735	87.703	0.030	92.958	1.110	0.131	0.000
15	0.11923	87.763	0.061	92.958	0.000	0.141	0.010
16	0.11688	87.864	0.101	92.979	0.020	0.242	0.101

Autovalori

Di seguito sono indicati gli autovalori trovati:

Lancio n°1:

numero autovalori: 16

n°	Autovalore
1	118.595
2	206.781
3	437.269
4	594.479
5	782.138
6	1411.16

n°	Autovalore
7	1453.41
8	1579.06
9	1895.82
10	1951.04
11	2084.73
12	2274.92

n°	Autovalore
13	2382.05
14	2434.2
15	2777.12
16	2889.77

Lancio n°2:

numero autovalori: 16

n°	Autovalore
1	118.595
2	206.781
3	437.269
4	594.479
5	782.138
6	1411.16

n°	Autovalore
7	1453.41
8	1579.06
9	1895.82
10	1951.04
11	2084.73
12	2274.92

n°	Autovalore
13	2382.05
14	2434.2
15	2777.12
16	2889.77

Lancio n°3:
numero autovalori: 16

n°	Autovalore
1	118.595
2	206.781
3	437.269
4	594.479
5	782.138
6	1411.16

n°	Autovalore
7	1453.41
8	1579.06
9	1895.82
10	1951.04
11	2084.73
12	2274.92

n°	Autovalore
13	2382.05
14	2434.2
15	2777.12
16	2889.77

Lancio n°4:
numero autovalori: 16

n°	Autovalore
1	118.595
2	206.781
3	437.269
4	594.479
5	782.138
6	1411.16

n°	Autovalore
7	1453.41
8	1579.06
9	1895.82
10	1951.04
11	2084.73
12	2274.92

n°	Autovalore
13	2382.05
14	2434.2
15	2777.12
16	2889.77

Lancio n°5:
numero autovalori: 16

n°	Autovalore
1	118.595
2	206.781
3	437.269
4	594.479
5	782.138
6	1411.16
7	1453.41
8	1579.06
9	1895.82
10	1951.04
11	2084.73
12	2274.92
13	2382.05
14	2434.2
15	2777.12
16	2889.77

Periodi spettri utilizzati nelle verifiche

Periodi fondamentali di vibrazione (per sisma in dir.x,y,z):

- $T_{1x} = 0,4369$ s
- $T_{1y} = 0,5769$ s
- $T_{1z} = 0,1168$ s

i. Criteri di verifica agli stati Limite indagati SLU e SLE

In termini di resistenza è stata indagata la combinazione a Stato Limite Ultimo SLV, e in termini deformazioni massime e di contenimento del danno è stato indagato la combinazione a Stato Limite di Esercizio SLD.

j. Rappresentazioni configurazioni deformate e sollecitazioni

Si ripotano le principali configurazioni delle deformate e delle sollecitazioni del telaio nelle condizioni sismiche, per i sovraccarichi accidentali da folla, vento e neve.

Sollecitazioni massime in condizioni SLV:
Forze [kN] e Momenti [kNm]

PILASTRI

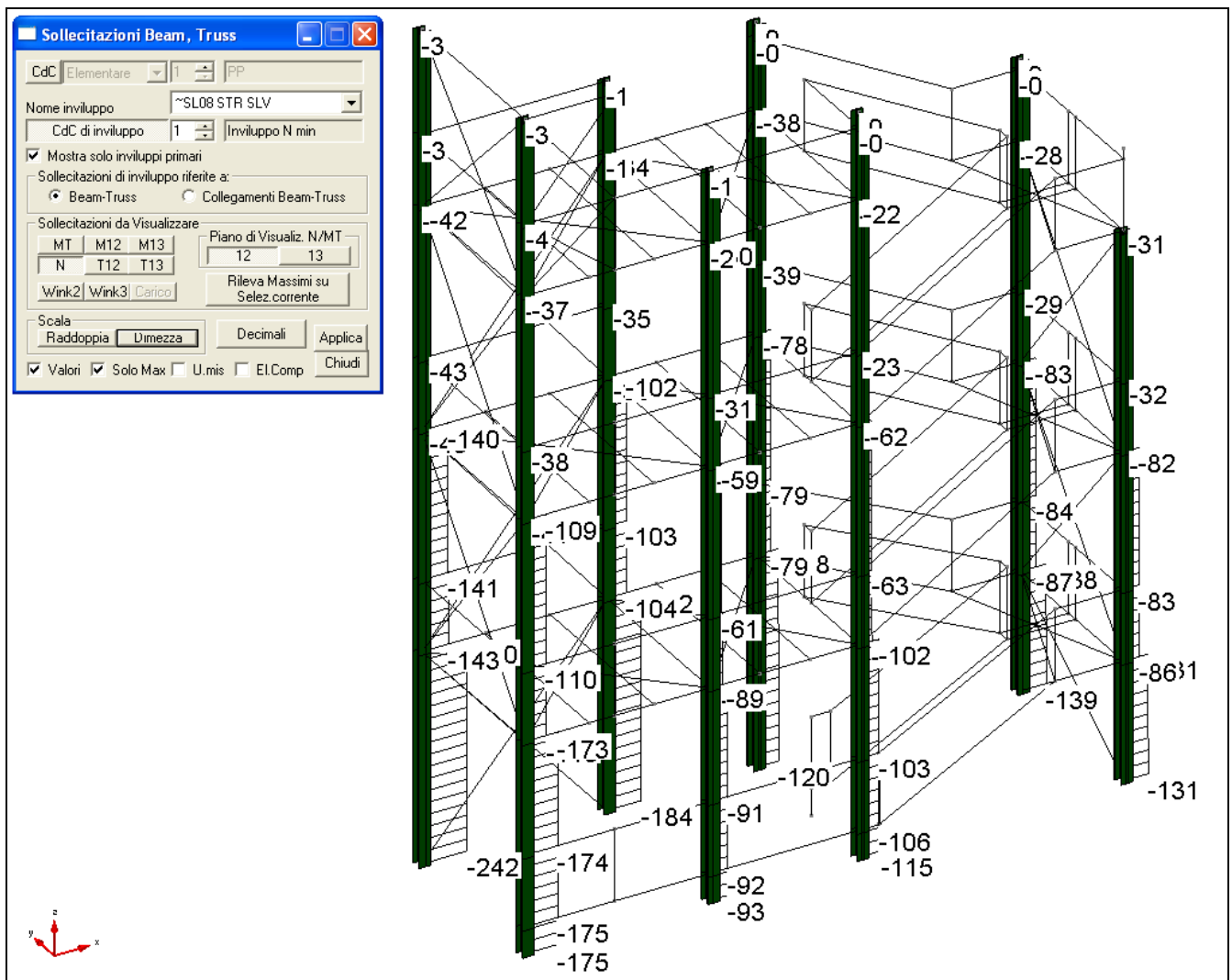


Figura 10 - SFORZO NORMALE [N]

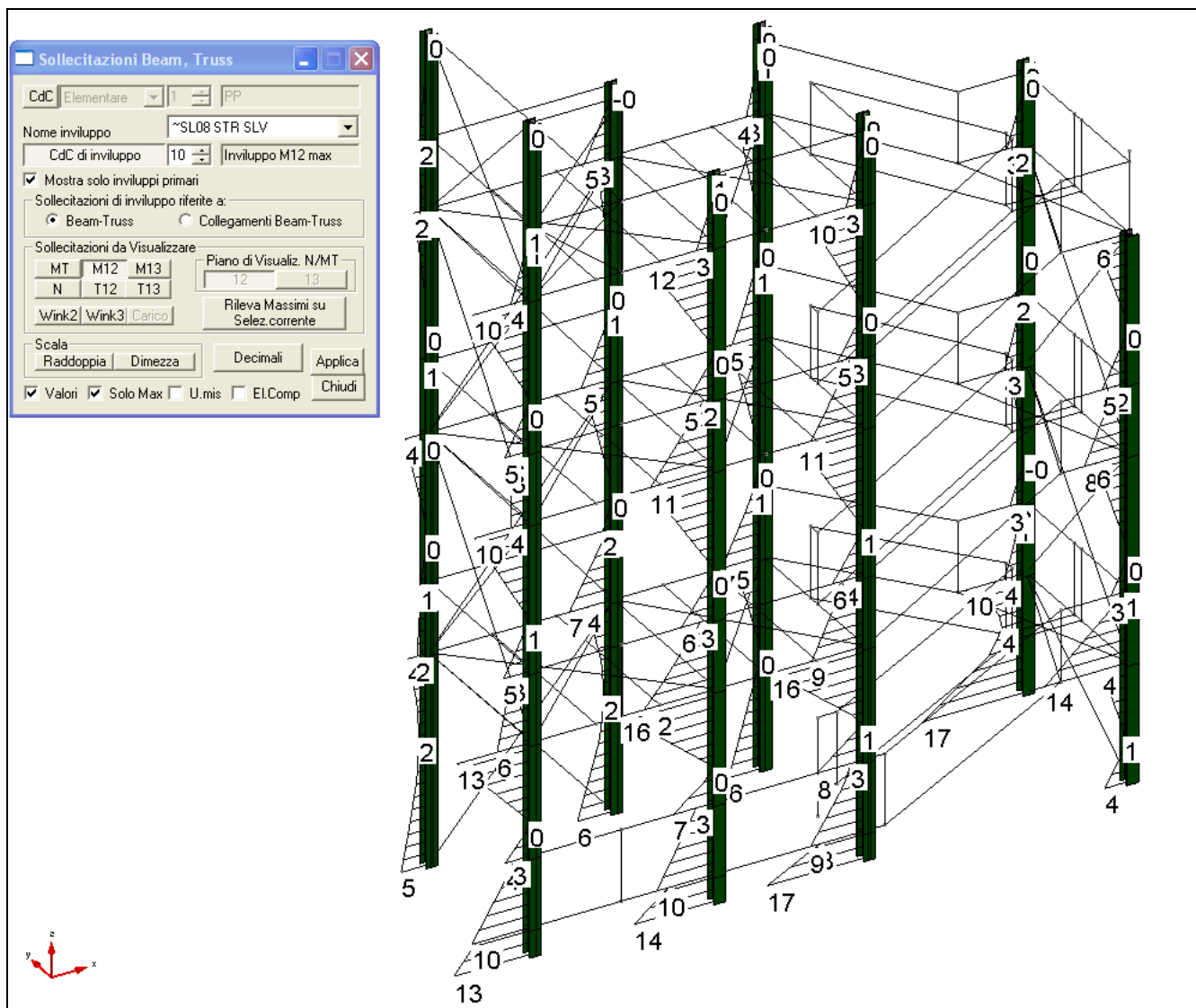


Figura 12 - MOMENTO [M12]

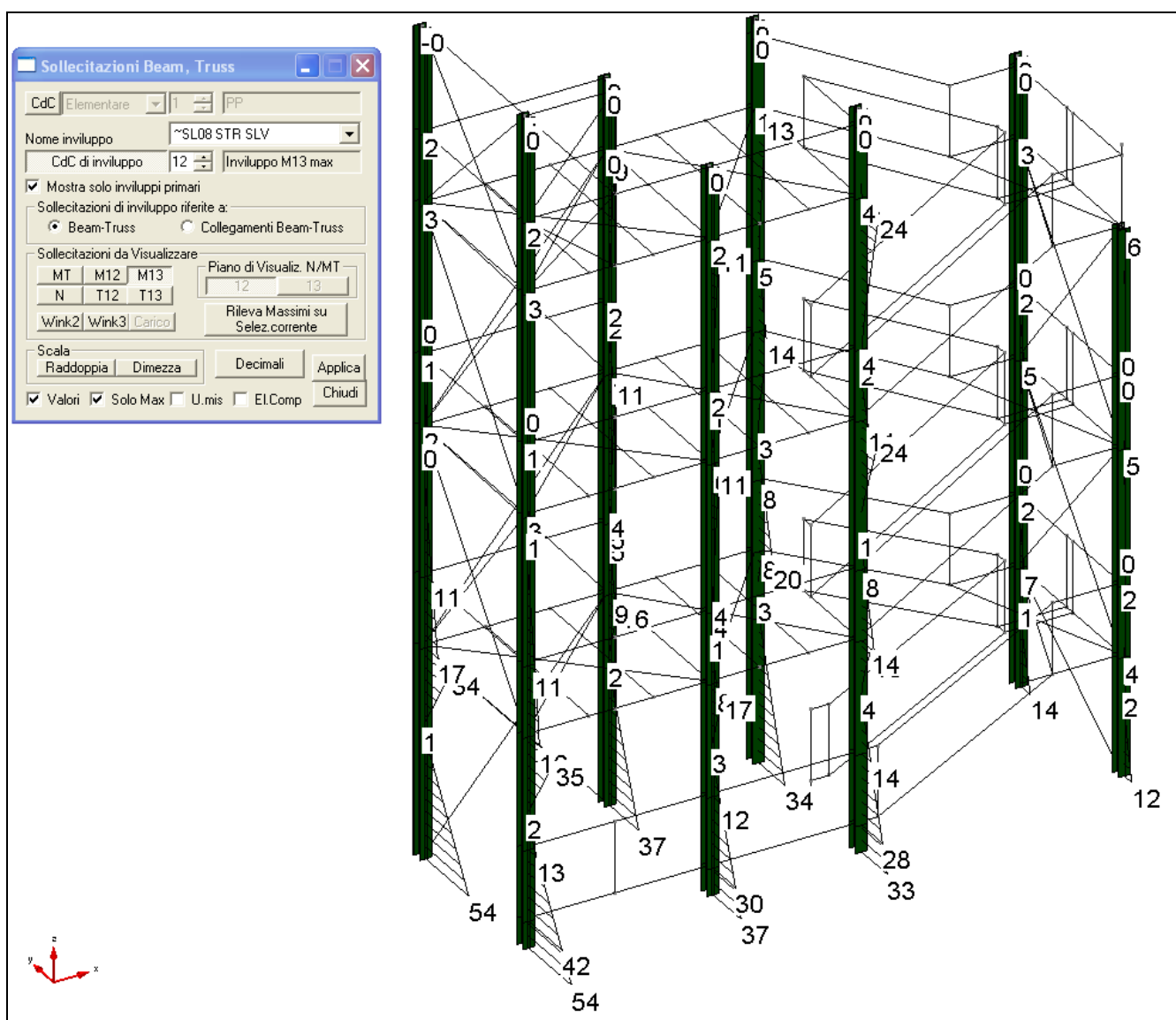
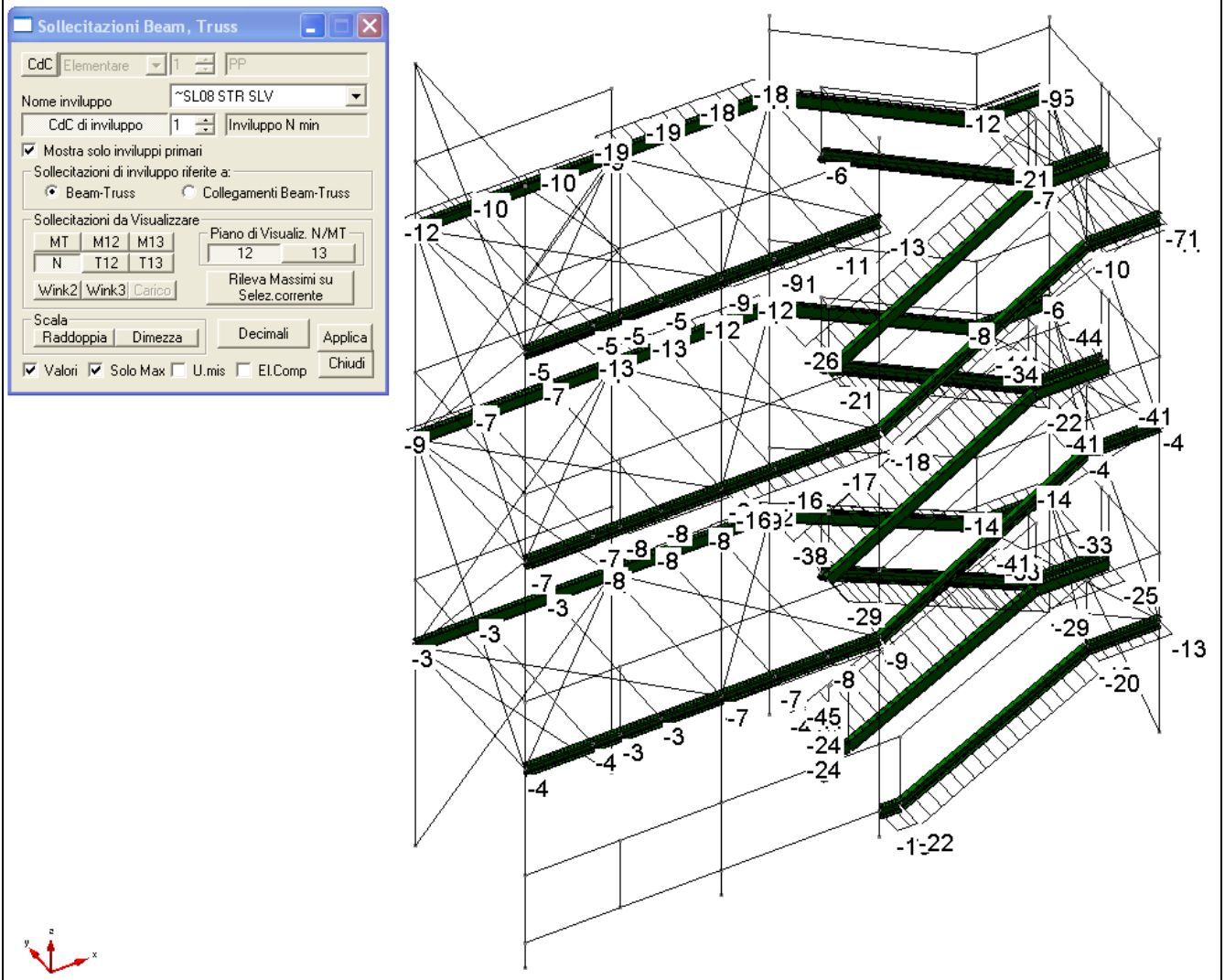


Figura 13 - MOMENTO [M13]



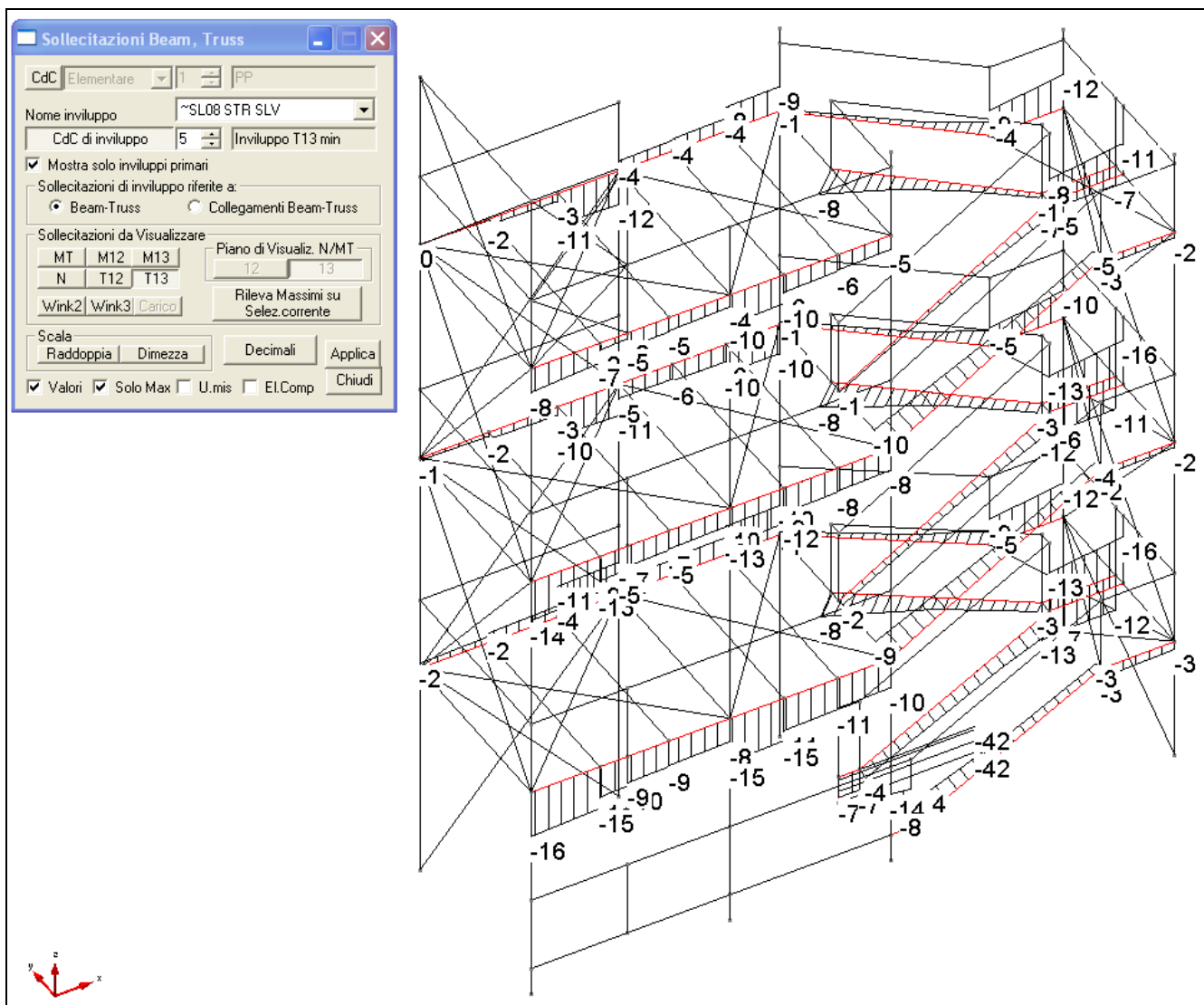


Figura 15 - TAGLIO [V]

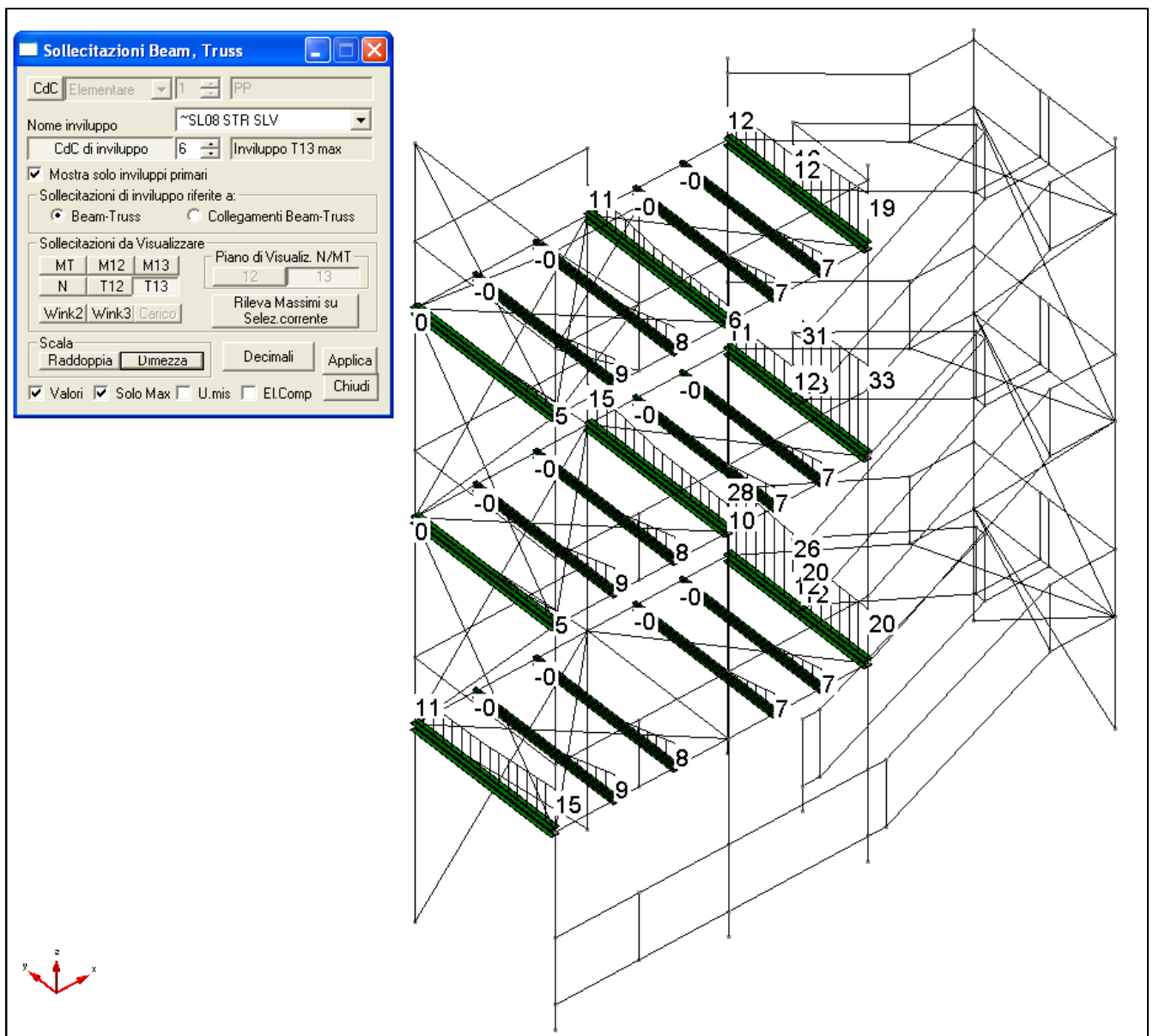


Figura 17 - TAGLIO [V]

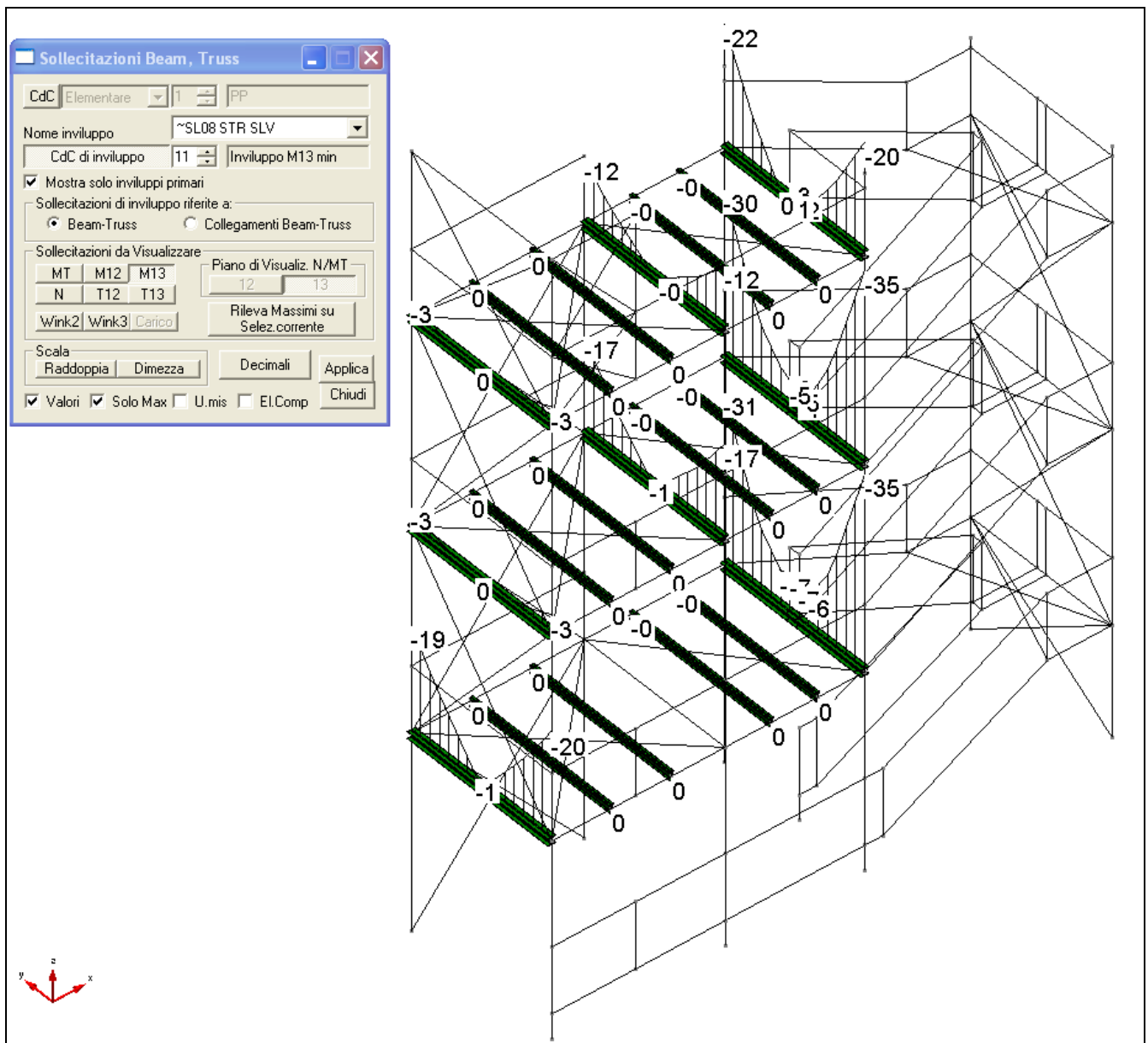


Figura 18 - MOMENTO NEG [M13]

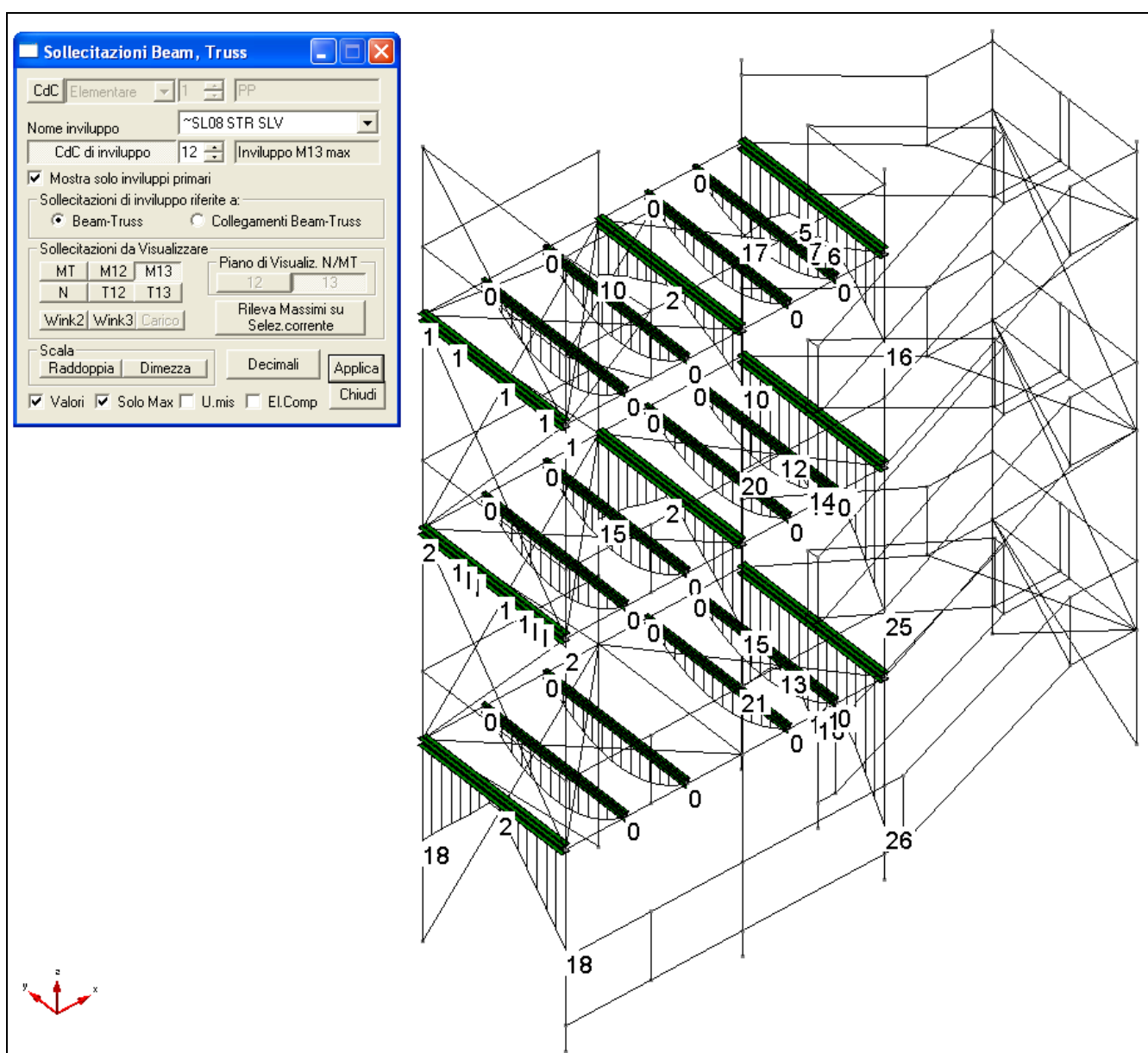


Figura 19 - MOMENTO POS [M13]

CONTROVENTI

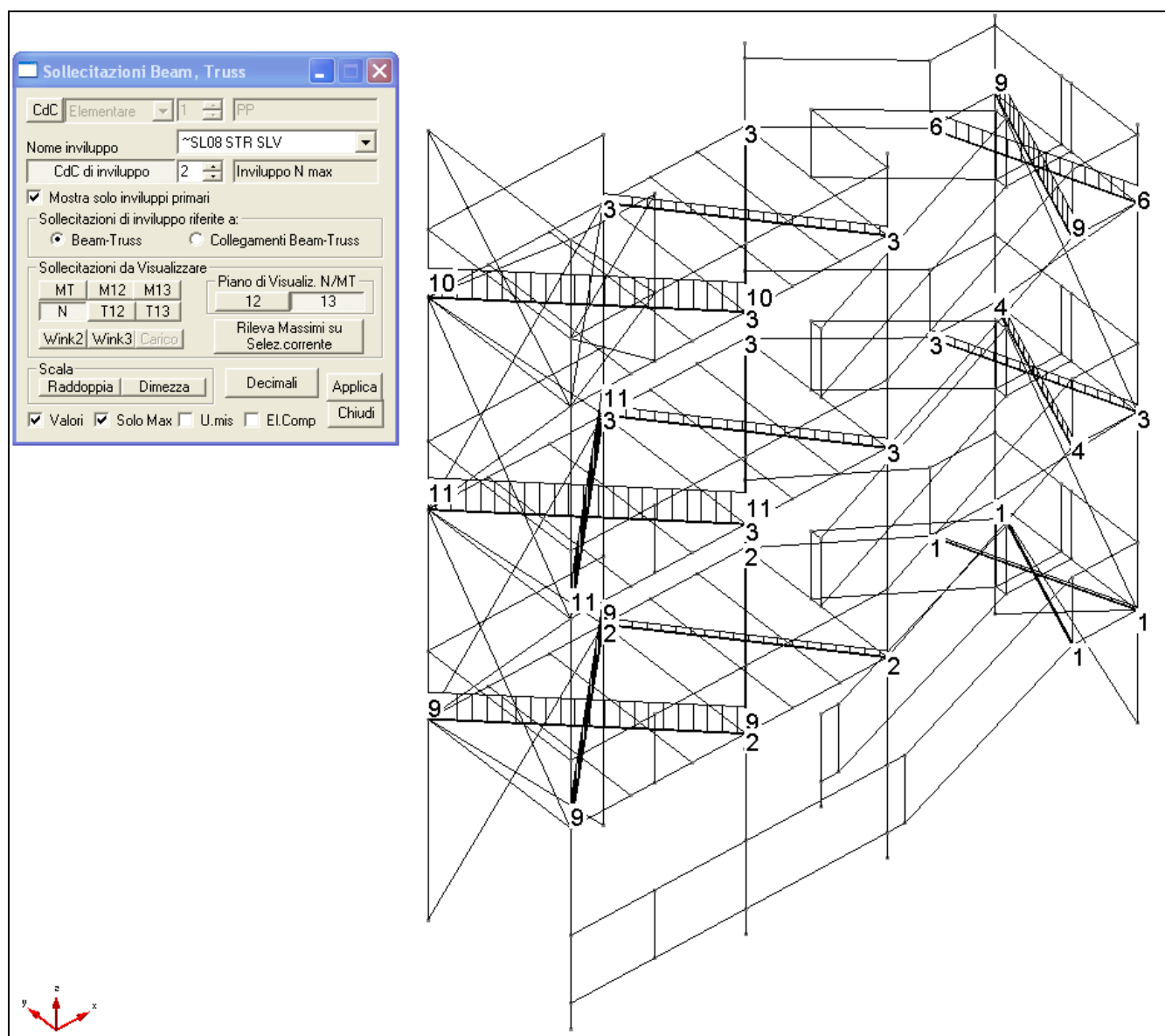


Figura 20 - TRAZIONE CONTROVENTI DI PIANO [N]

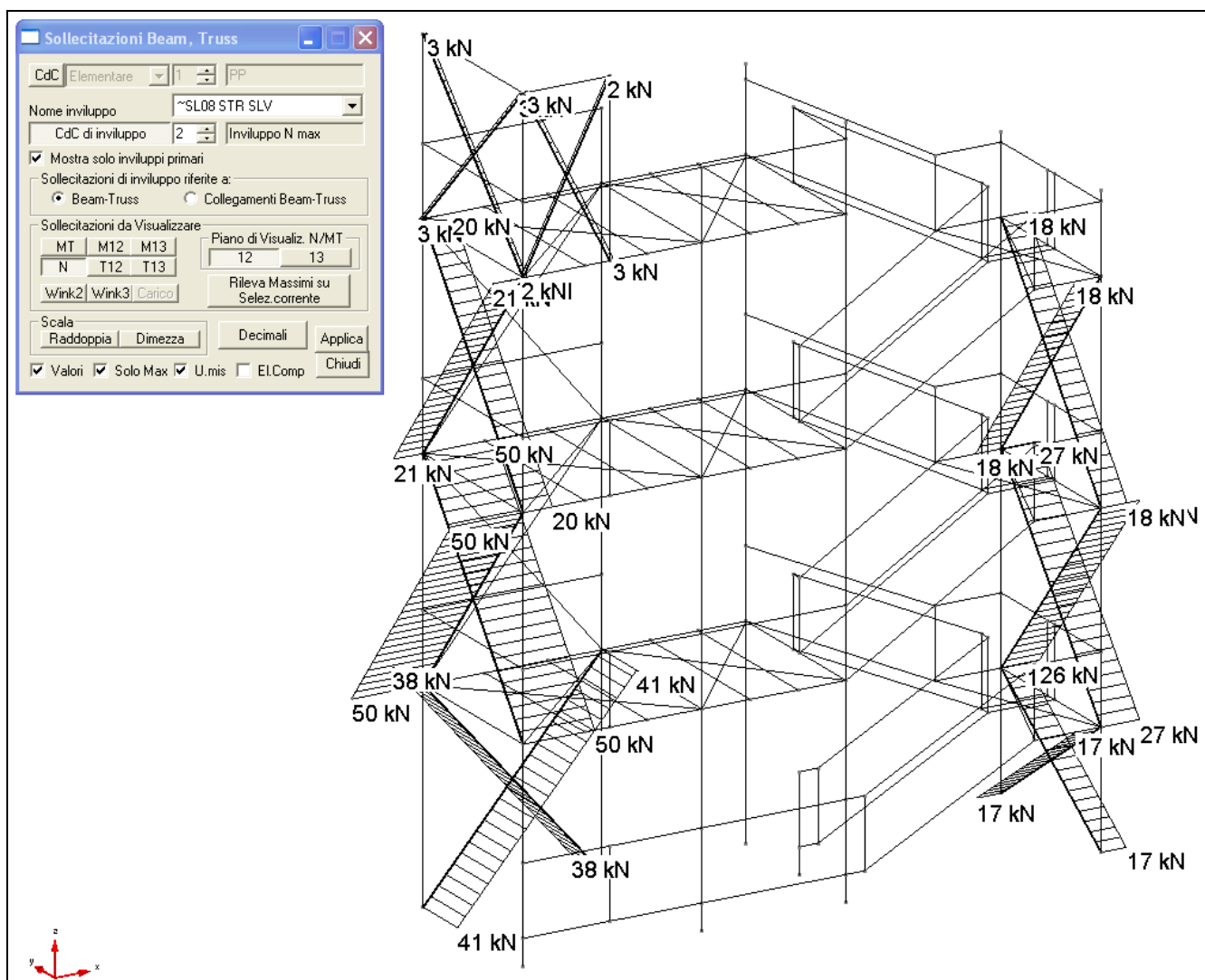


Figura 21 - TRAZIONE CONTROVENTI DI LATERALI [N]

Si riportano in sintesi le principali verifiche degli elementi portanti, in particolare la verifica di resistenza dei pilastri e delle travi più sollecitate nelle due combinazioni **SISMICA** e **STATICA** (folla, vento, neve).

COMBINAZIONE SISMICA

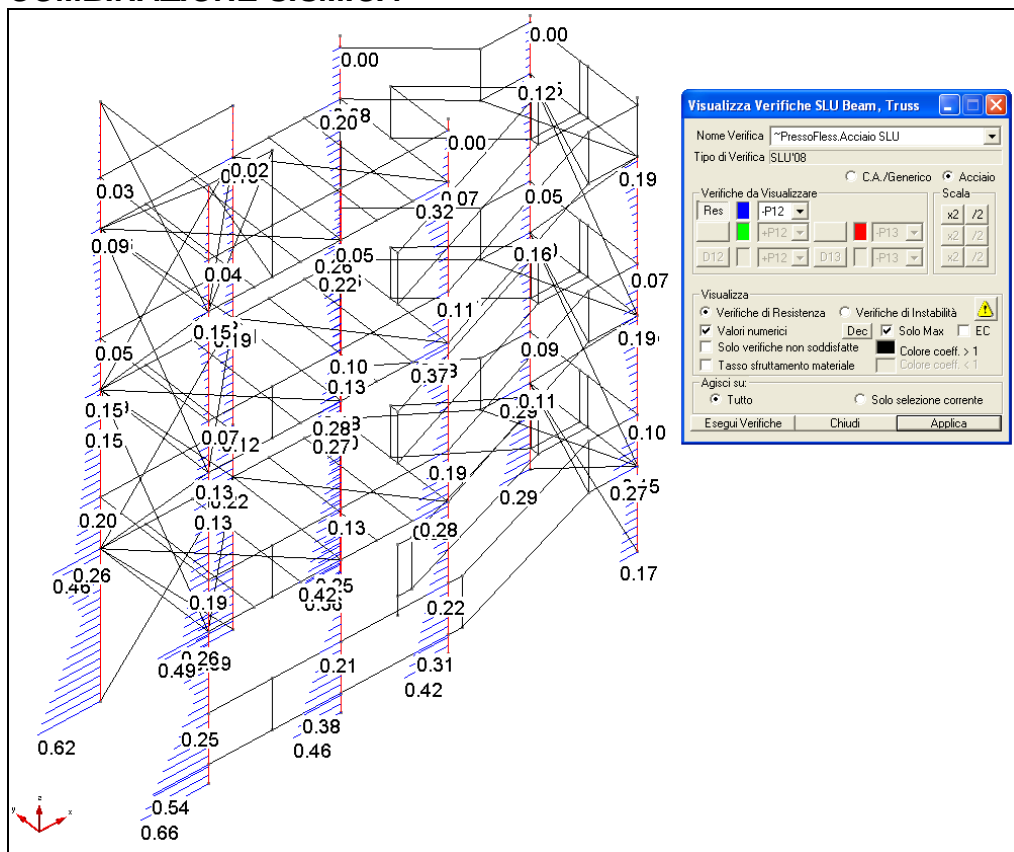


Figura 22 - VERIFICA PILASTRI HEA 200 $M_{z,Ed} / M_{z,Rd} + M_{y,Ed} / M_{y,Rd} < 1$

COMBINAZIONE STATICA

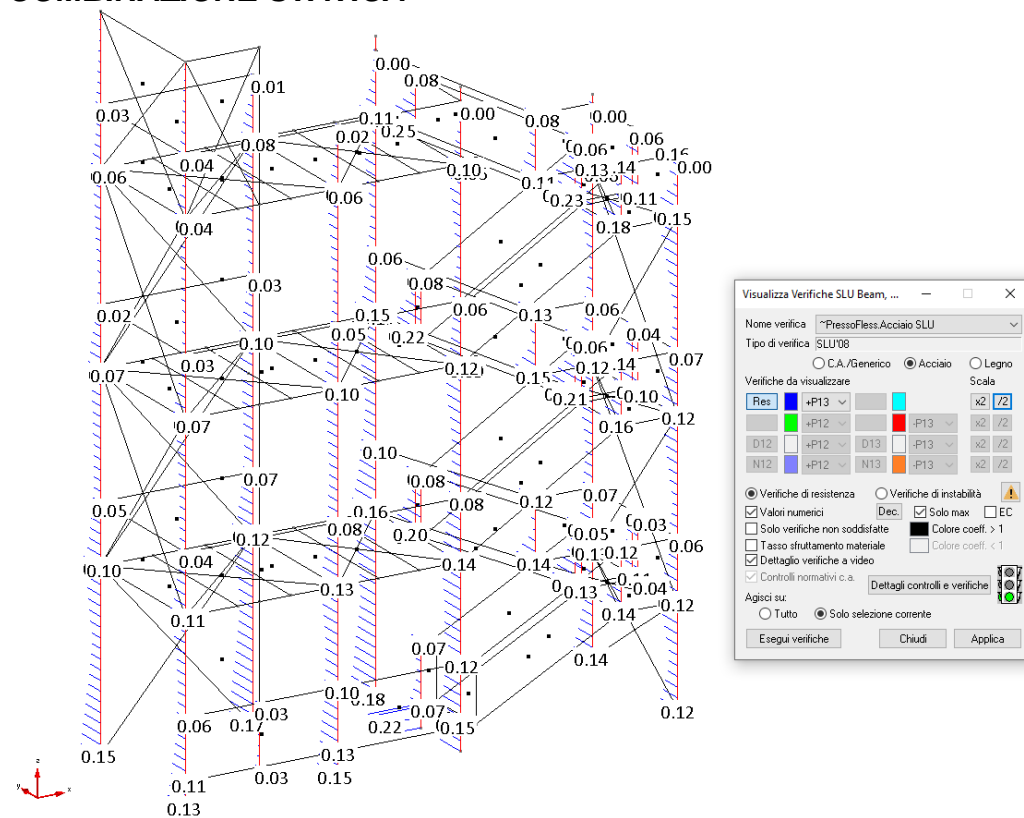


Figura 23 - VERIFICA PILASTRI HEA 200 $M_{z,Ed} / M_{z,Rd} + M_{y,Ed} / M_{y,Rd} < 1$

COMBINAZIONE SISMICA

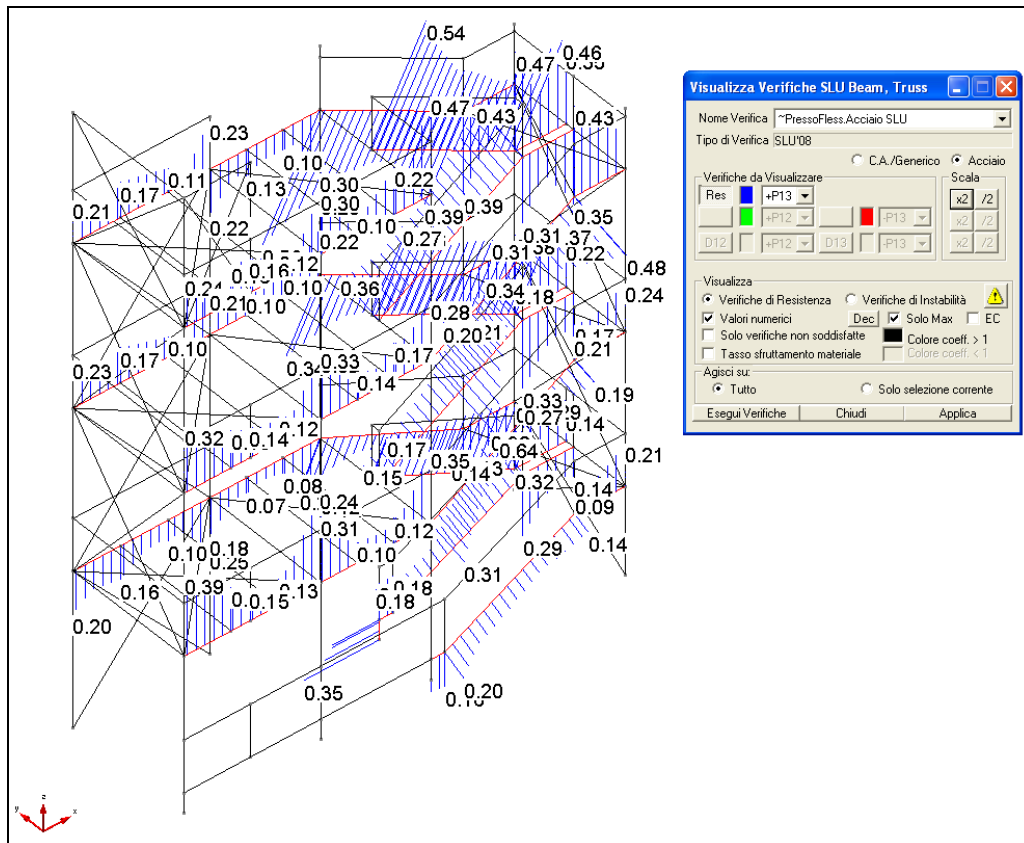


Figura 24 - VERIFICA COSCIALI UPN 200 $M_{z,Ed} / M_{z,Rd} + M_{y,Ed} / M_{y,Rd} < 1$

COMBINAZIONE STATICA

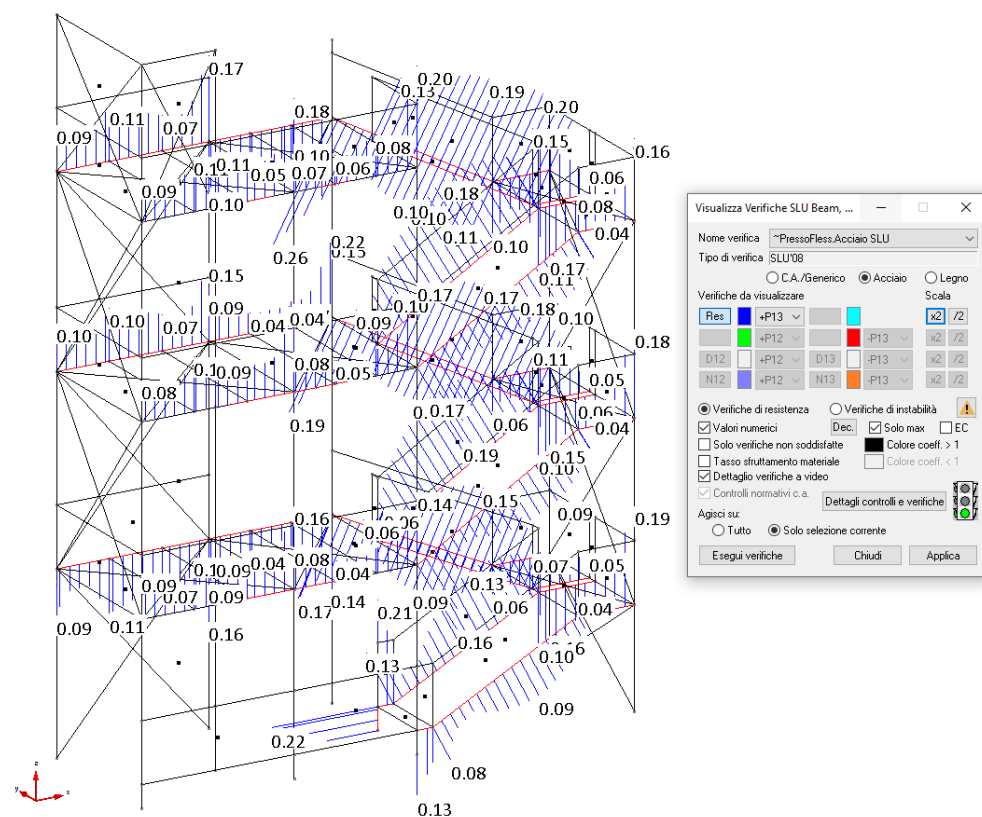


Figura 25 - VERIFICA COSCIALI UPN 200 $M_{z,Ed} / M_{z,Rd} + M_{y,Ed} / M_{y,Rd} < 1$

COMBINAZIONE SISMICA

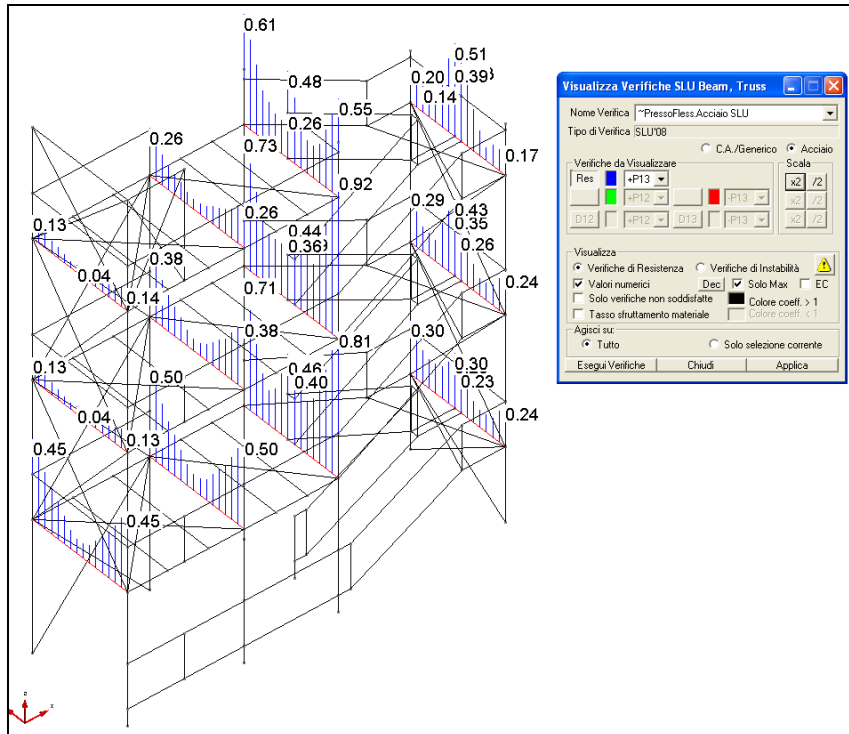


Figura 26 - VERIFICA TRAVI HEA 140 $M_{z,Ed} / M_{z,Rd} < 1$

COMBINAZIONE STATICA

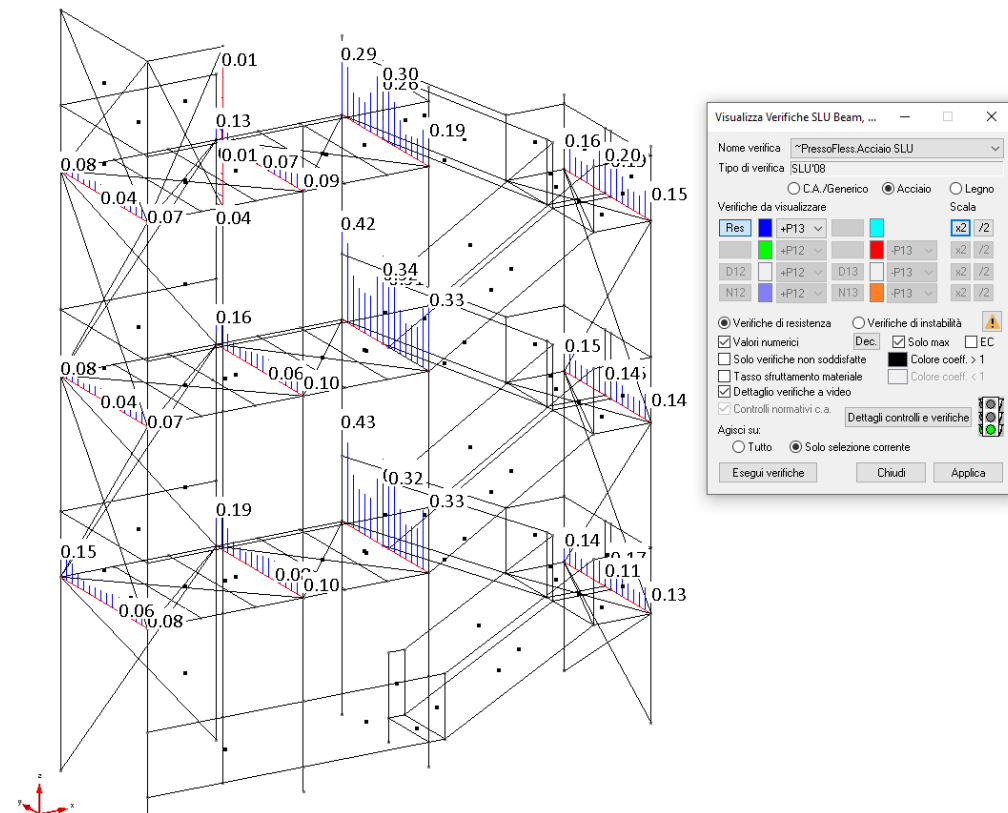


Figura 27 - VERIFICA TRAVI HEA 140 $M_{z,Ed} / M_{z,Rd} < 1$

COMBINAZIONE SISMICA

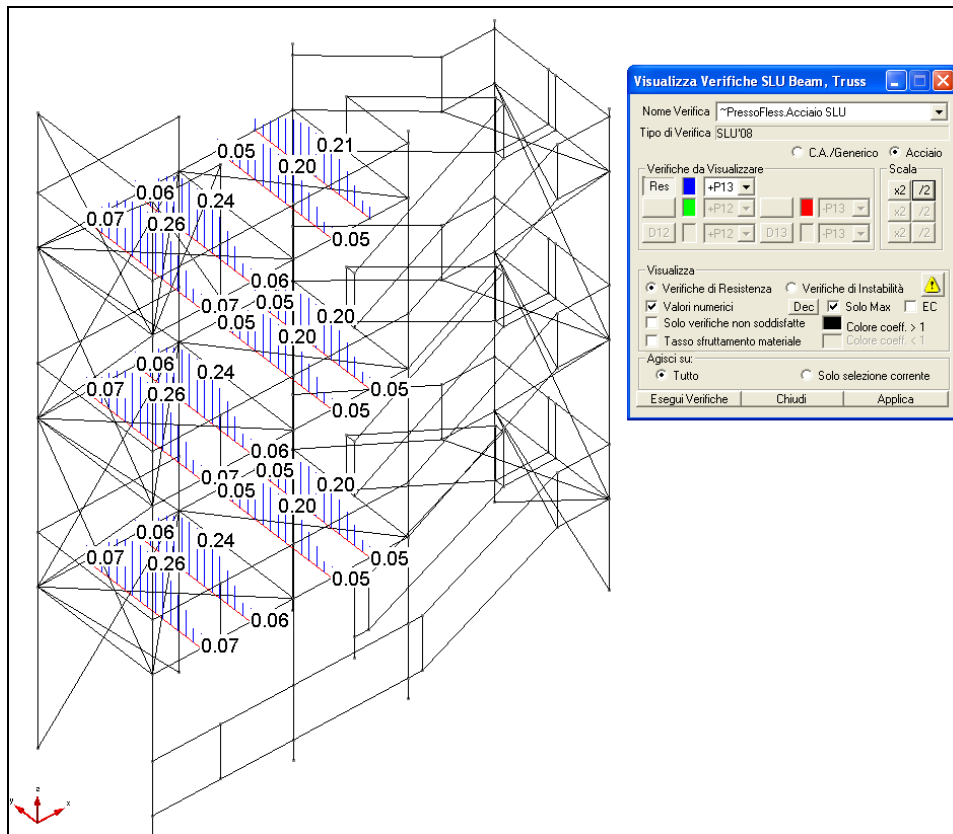


Figura 28 - VERIFICA TRAVI IPE 140 $M_{z,Ed} / M_{z,Rd} < 1$

COMBINAZIONE STATICA

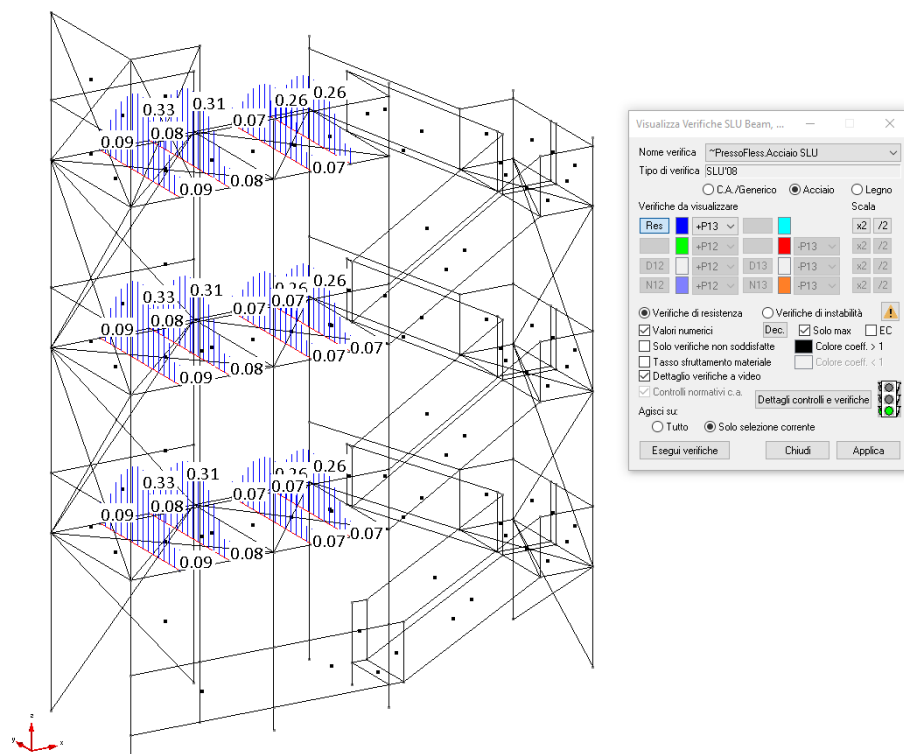


Figura 29 - VERIFICA TRAVI IPE 140 $M_{z,Ed} / M_{z,Rd} < 1$

COMBINAZIONE SISMICA

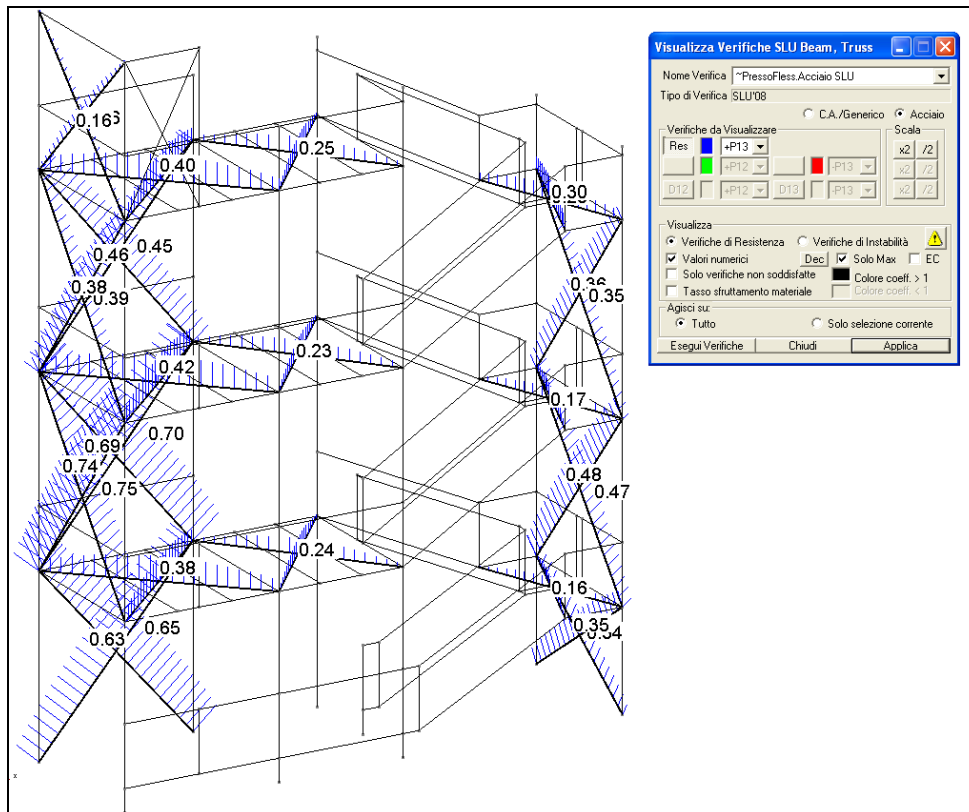


Figura 30 - VERIFICA CONTROVENTI $\phi 20$, $\phi 16$ - $N_{Ed} / N_{Rd} < 1$

COMBINAZIONE STATICA

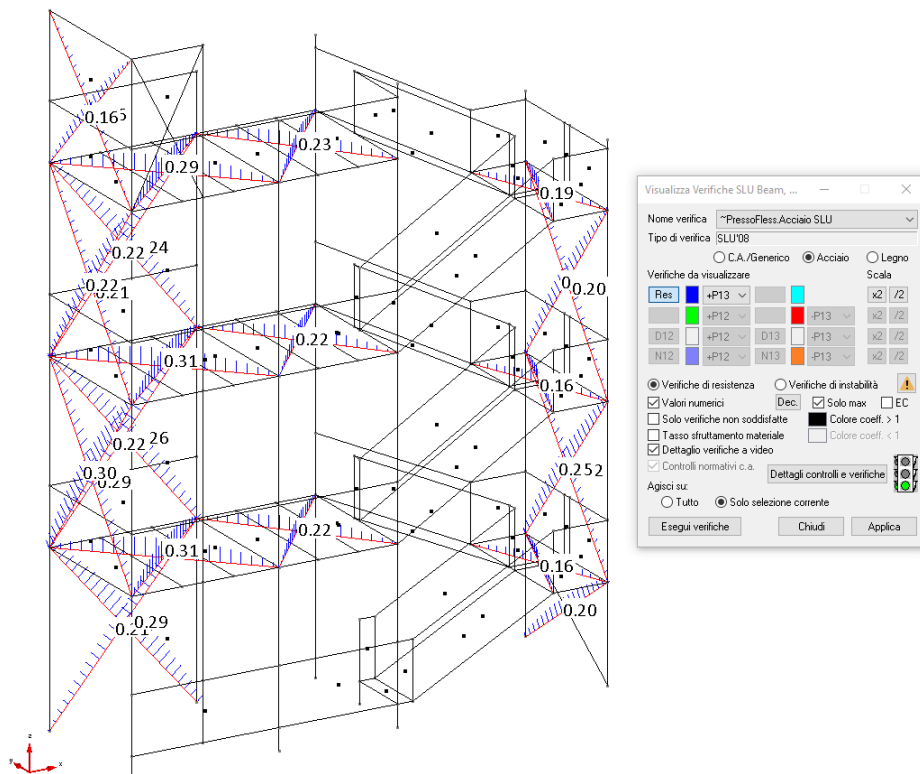


Figura 31 - VERIFICA CONTROVENTI $\phi 20$, $\phi 16$ - $N_{Ed} / N_{Rd} < 1$

- SPOSTAMENTO X


$$d_{r,max} = 1,6-1,2 \text{ cm} = \mathbf{0,4 \text{ cm}} < 0,01h = 0,01 \cdot 378 \text{ cm} = 3,78 \text{ cm} \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

- SPOSTAMENTO Y

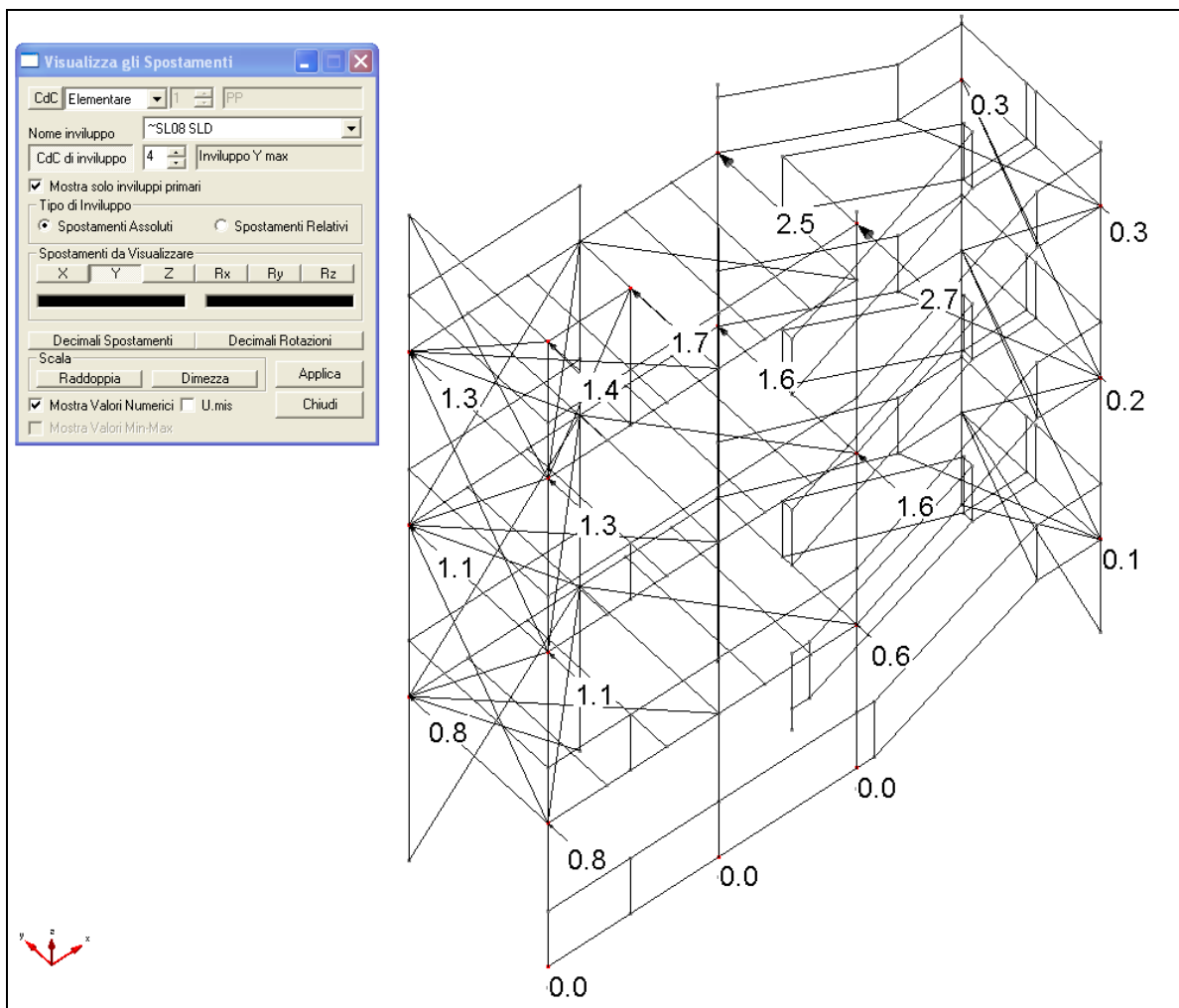


Figura 33 - SPOSTAMENTO Y cm (SLD)

$h = 10,9 - 7,12 = 3,78$ m altezza interpiano

$d_{r,max} = 2,7 - 1,6 \text{ cm} = 1,1 \text{ cm} < 0,01h = 0,01 \cdot 378 \text{ cm} = 3,78 \text{ cm}$ (VERIFICA SODDISFATTA)

Si riportano gli abbassamenti massimi della trave a ginocchio UPN 200 condizione SLE rara:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2}$$

Q_{k1} = folla

Q_{k2} = neve; $\psi_{02} = 0,6$

- SPOSTAMENTO Z

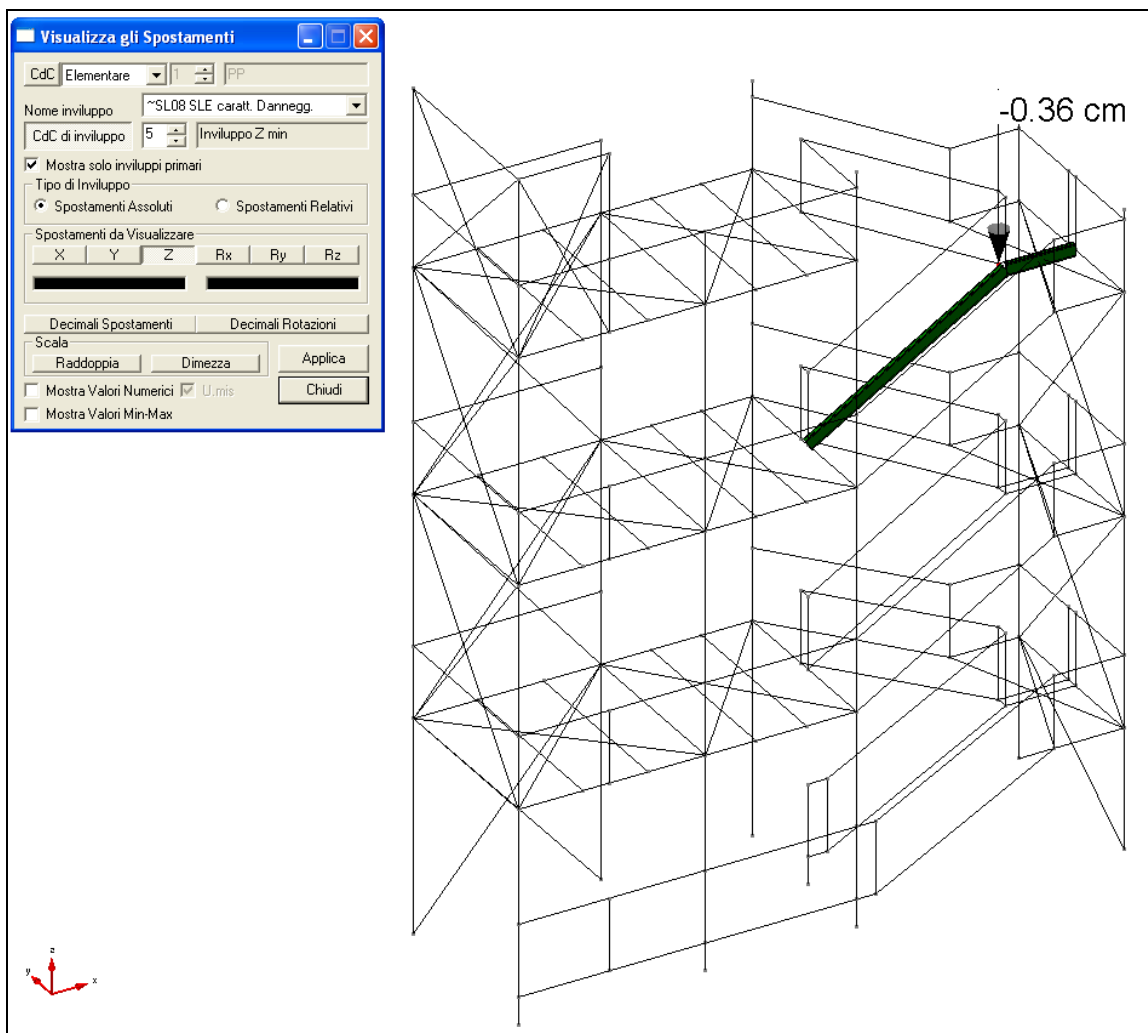


Figura 34 - Freccie in direzione Z cm - Condizione SLE rara

L'abbassamento massimo in direzione Z è:

$$f = 0,36 \text{ cm} < L/300 = 480 / 300 = 1,6 \text{ cm} \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

- Spostamenti massimi dovuti al vento:

SPOSTAMENTO X - VENTO

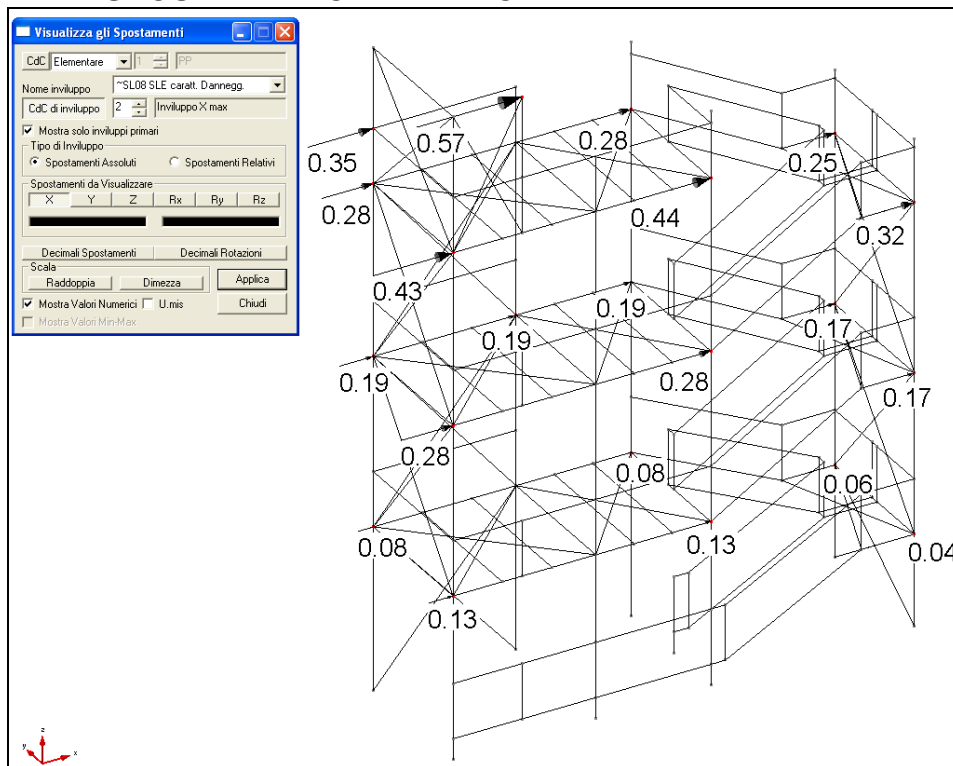


Figura 35 - COMBINAZIONE VENTO X cm

- SPOSTAMENTO Y - VENTO

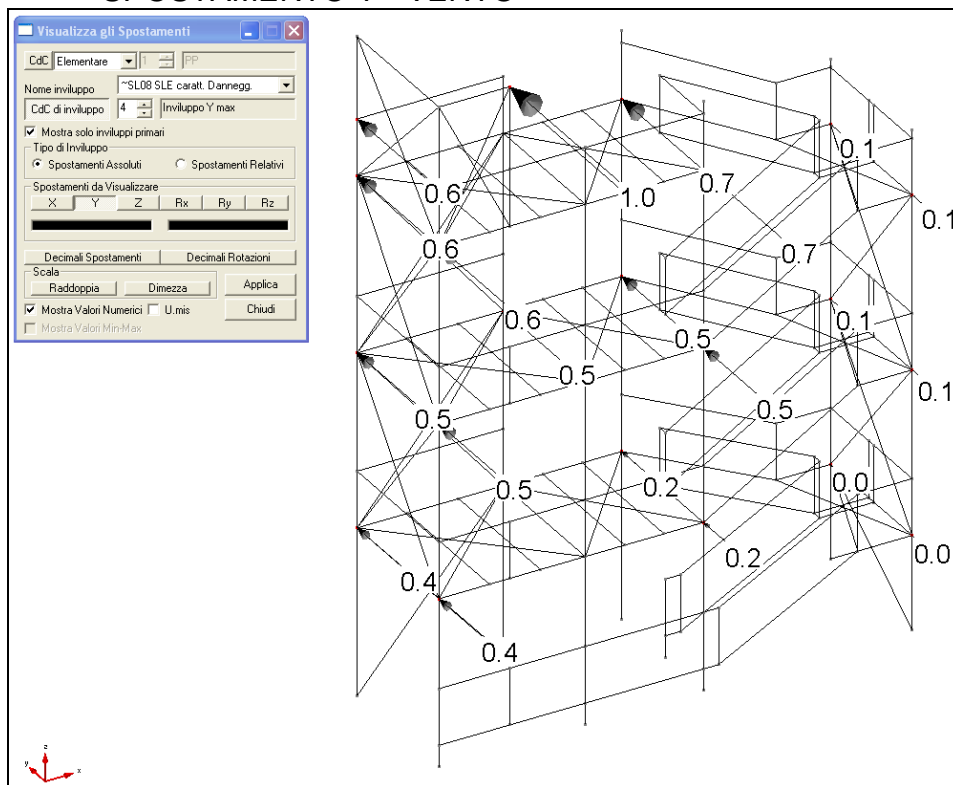


Figura 36 - COMBINAZIONE VENTO Y cm

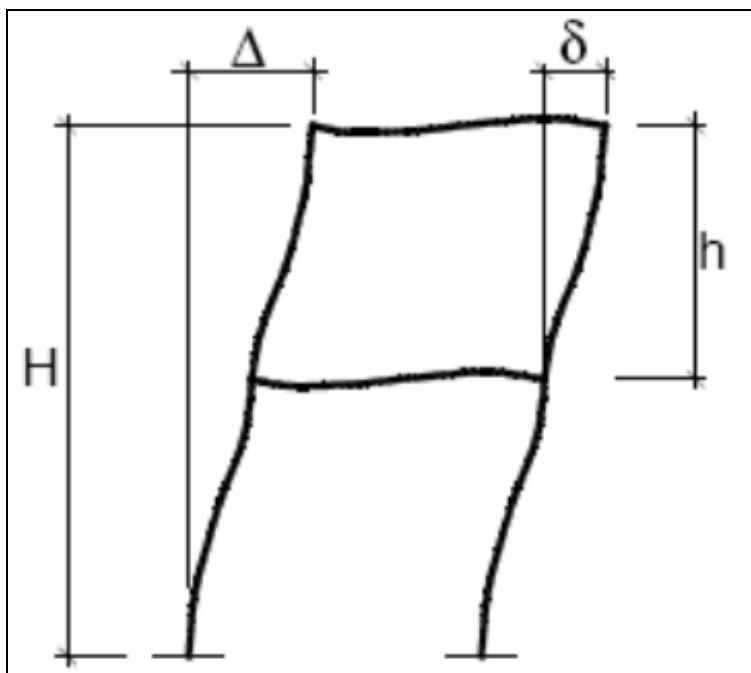


Figura 37 - FIG. 4.2.2 - DEFINIZIONE SPOSTAMENTI ORIZZONTALI VERIFICHE IN ESERCIZIO NTC 2018

$$\Delta_{\max} = 1,0 \text{ cm} < H/500 = 1090 / 500 = 2,2 \text{ cm} \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

PRINCIPALI MODI DI VIBRARE:

Si riportano i principali primi tre modi di vibrare (i primi due traslazionali e il terzo torsionale).

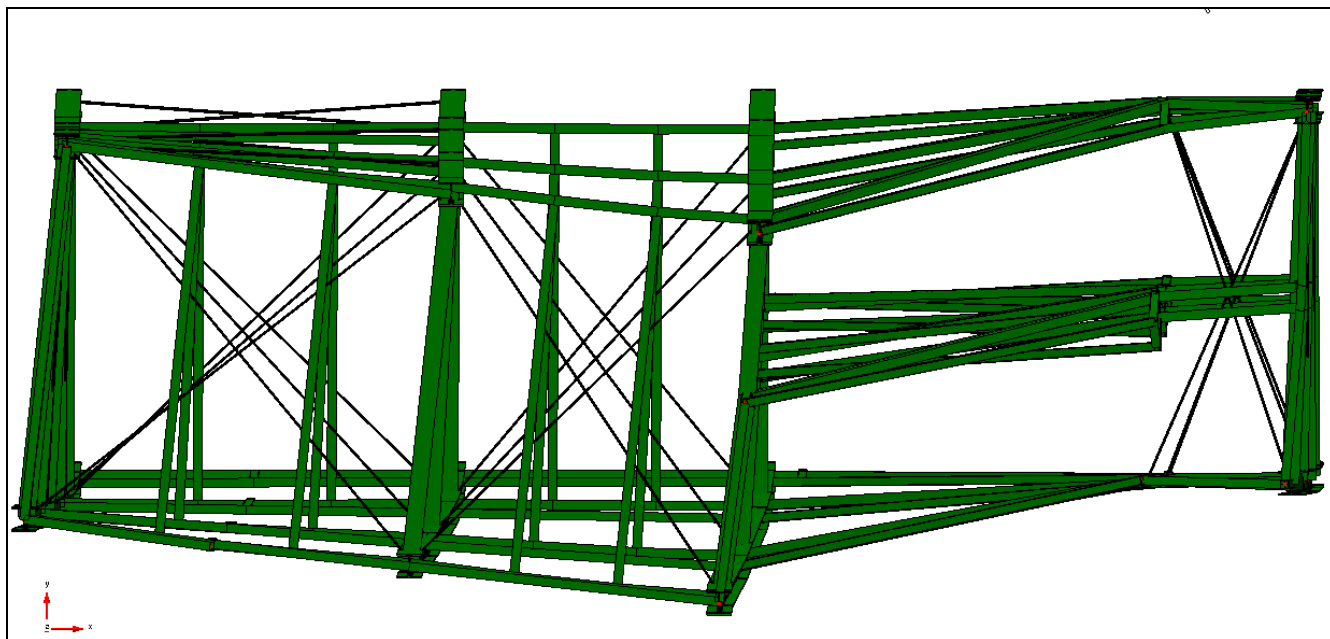


Figura 38 - 1° MODO DI VIBRARE - TRASLAZIONALE IN Y

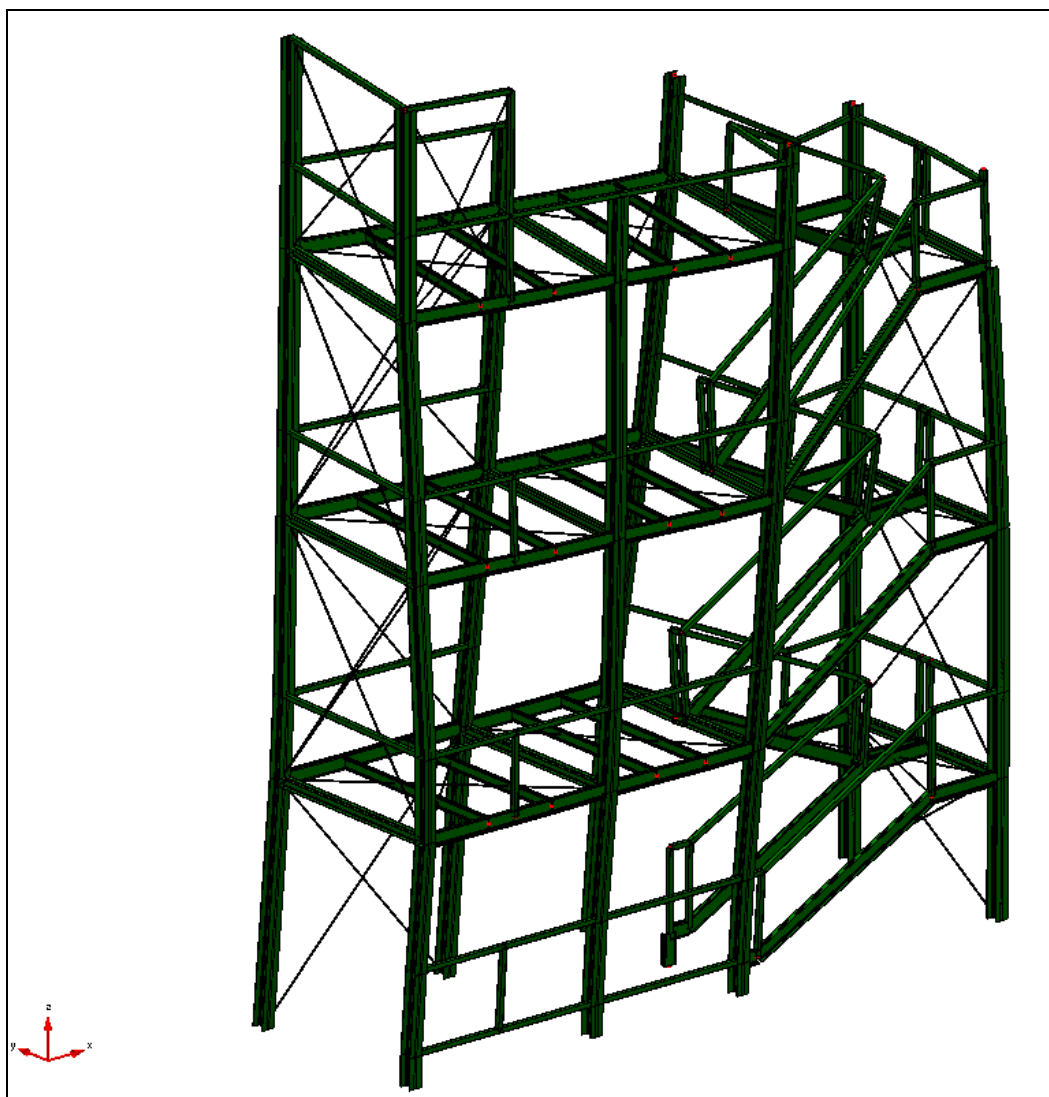


Figura 39 - 1° MODO DI VIBRARE - TRASLAZIONALE IN Y

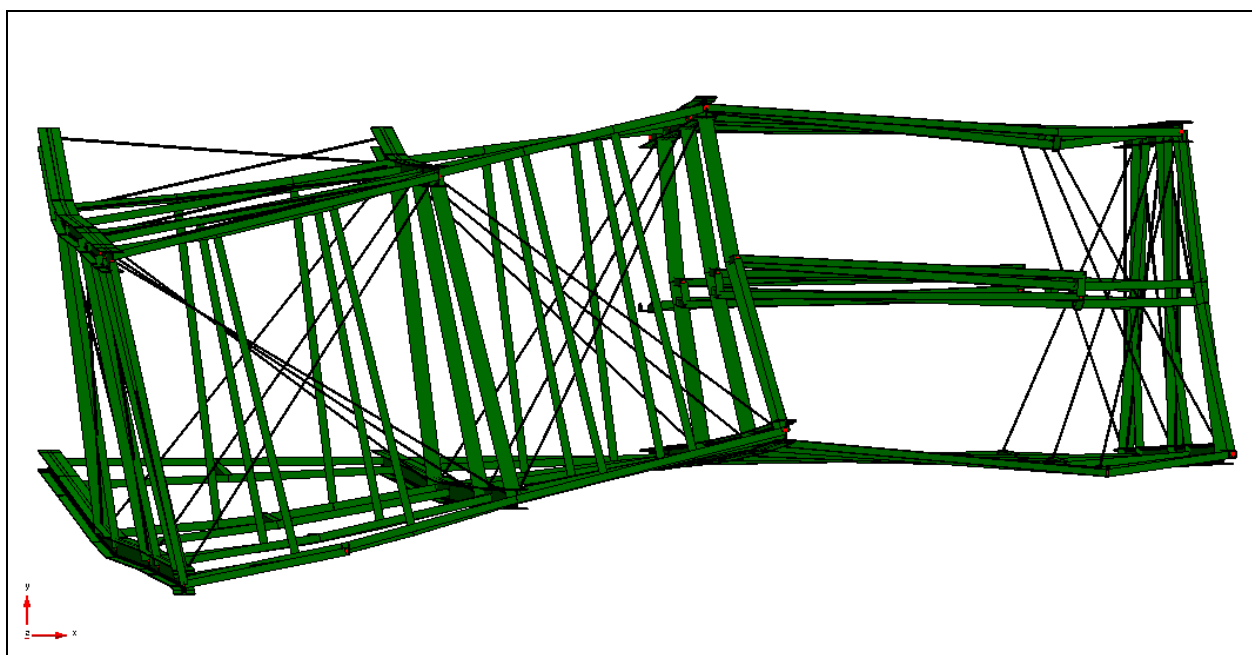


Figura 40 - 2° MODO DI VIBRARE TRASLAZIONALE IN X

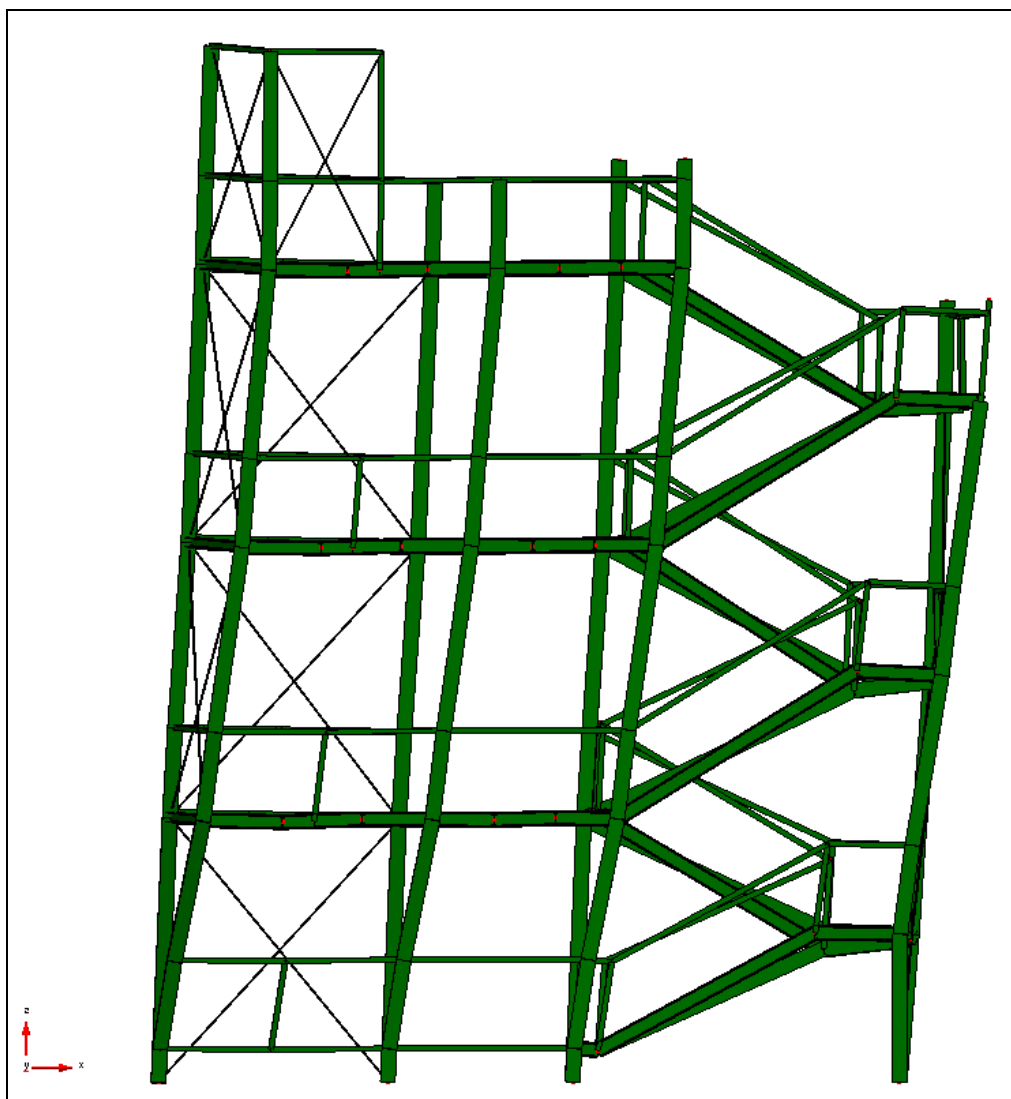


Figura 41 - 2° MODO TRASLAZIONALE IN X

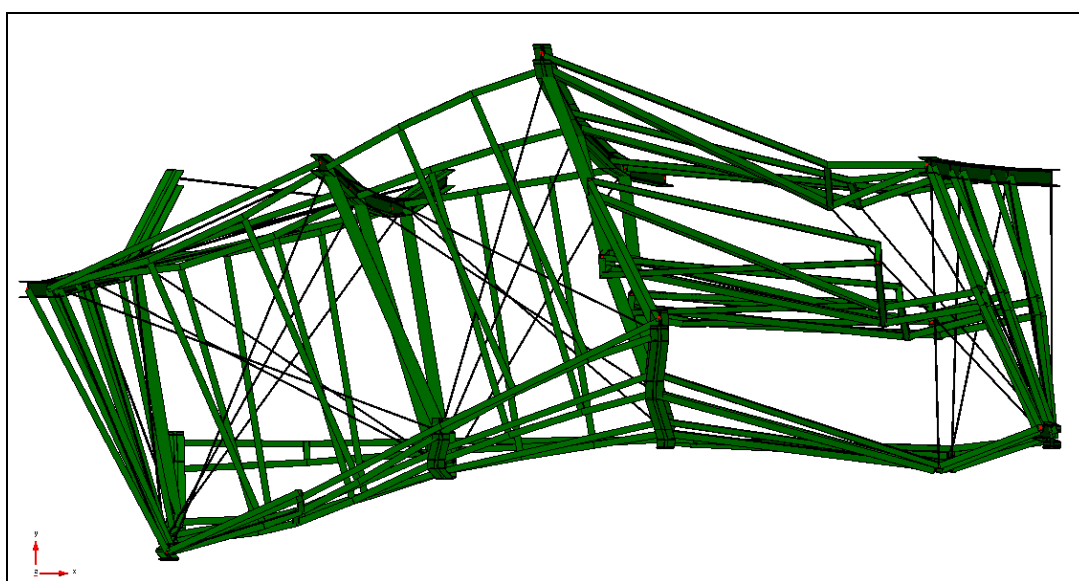


Figura 42 - 3° MODO TORSIONALE

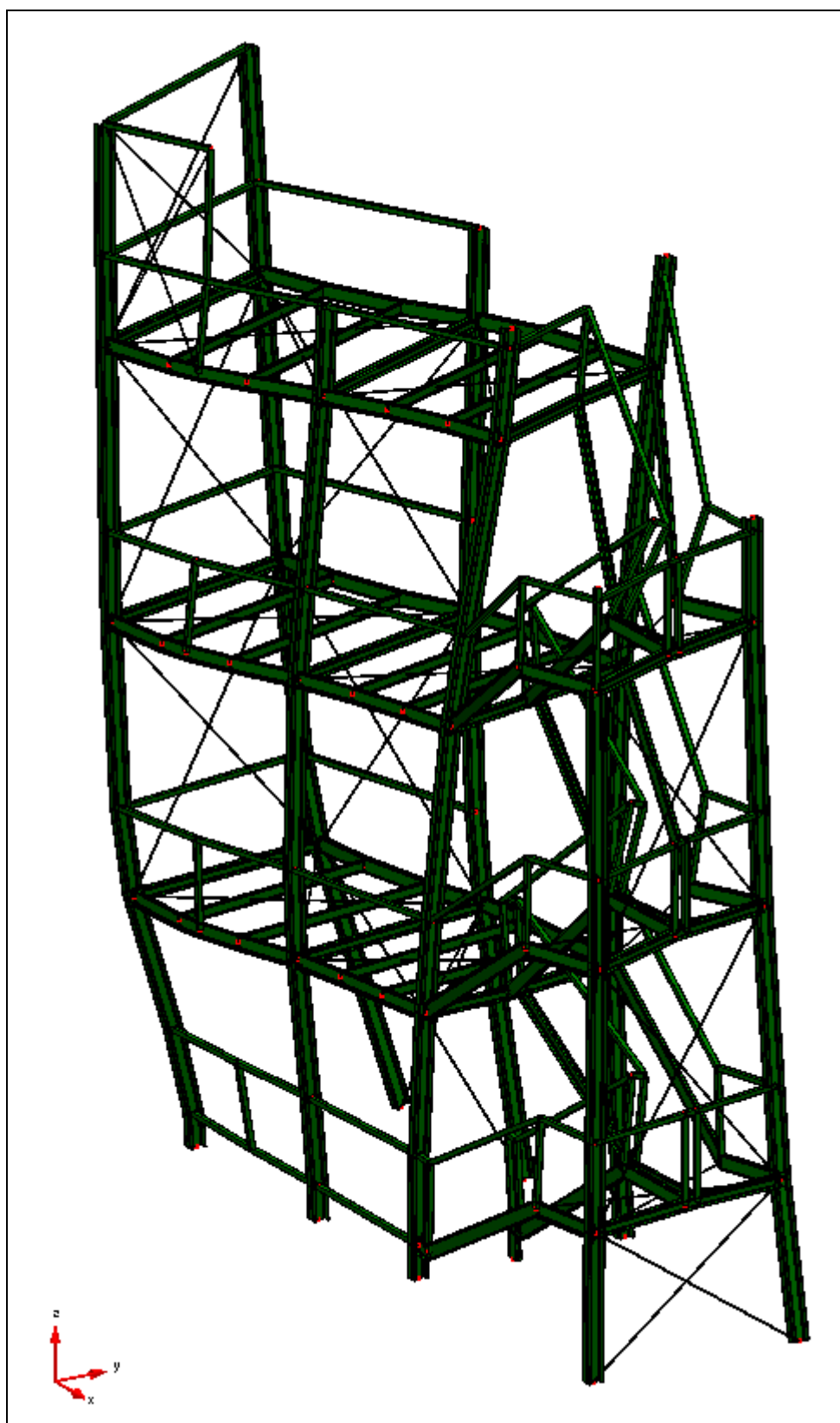


Figura 43 - 3° MODO TORSIONALE

Giudizio Motivato di accettabilità dei risultati (Calcoli semplificati)

Si studia in via speditiva un traverso IPE 140 secondo il seguente schema statico trave appoggio-appoggio:

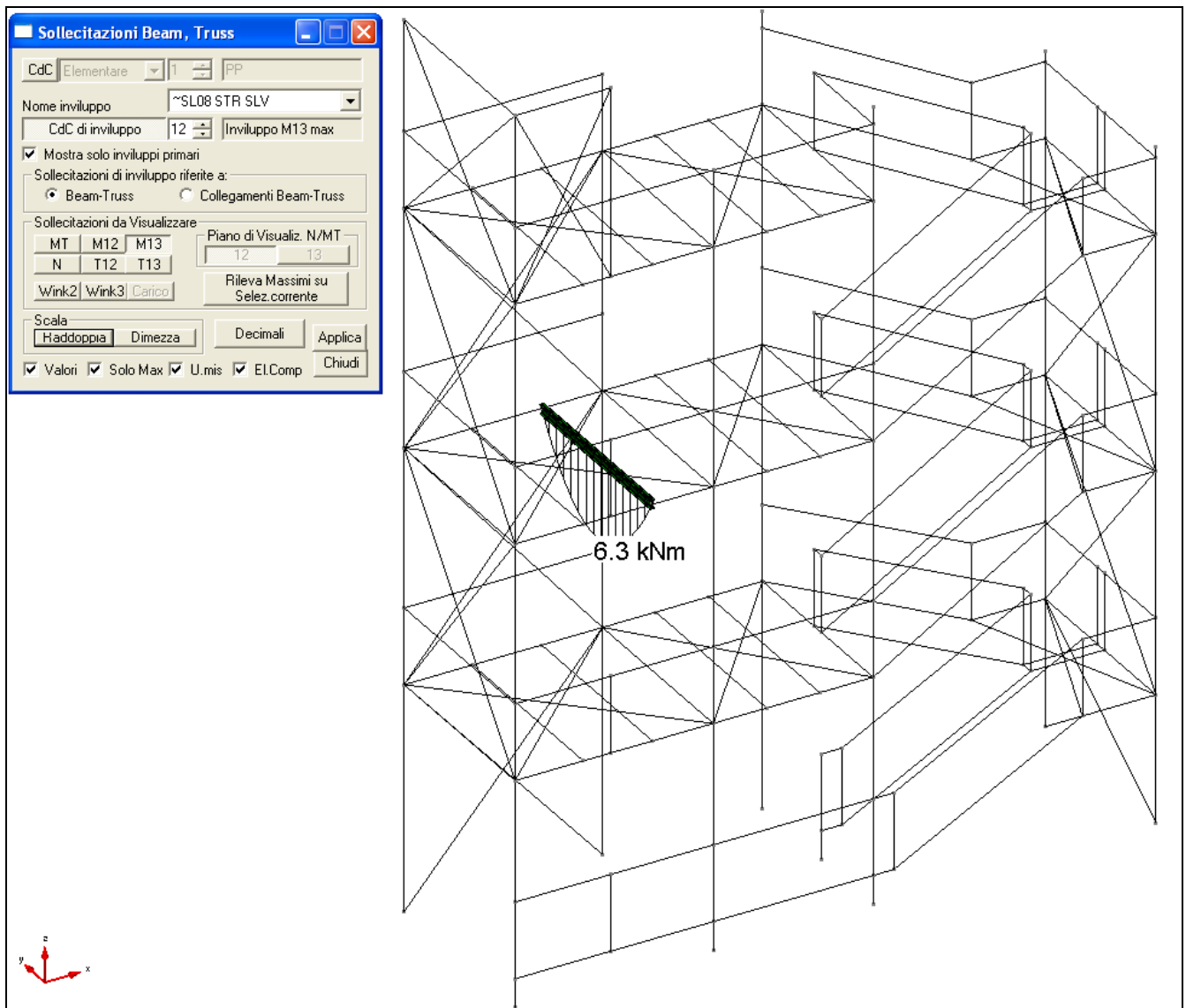
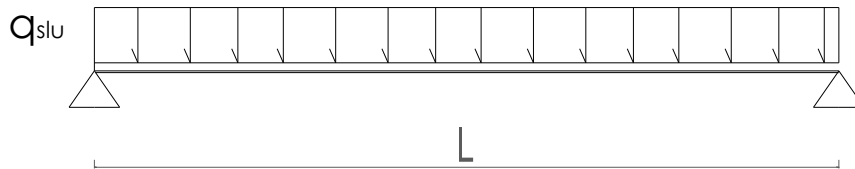


Figura 44 - TRAVE IPE 140 DA MODELLO

Considerando una lunghezza d'influenza di 1,0 m il carico verticale a SLU vale

- IPE 140 $\rightarrow G_1=12,9$ daN/mq
- Lamiera 5 mm $\rightarrow G_2=40$ daN/mq

- Folla scala $\rightarrow Q_{1k} = 400 \text{ daN/mq}$

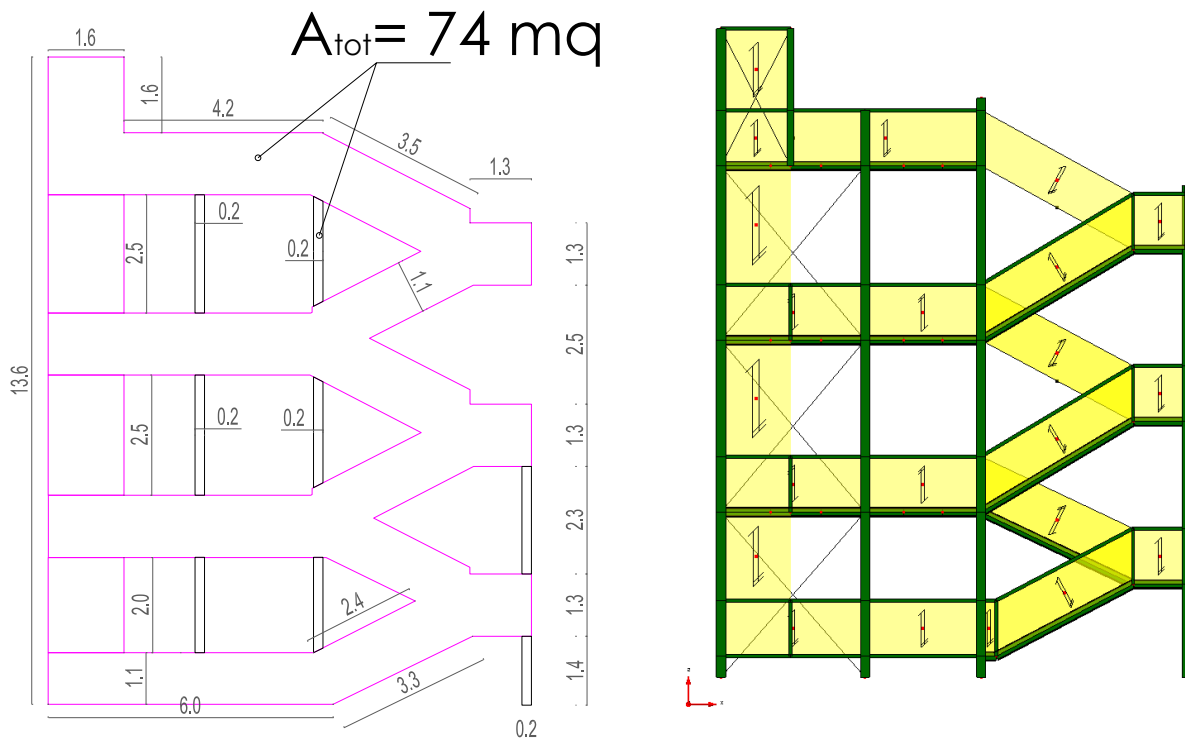
$$q_{slu} = 1 \times (1,3 \times 12,9 + 1,3 \times 40 + 1,5 \times 400) / 100 = 6,68 \text{ kN/ml.}$$

$$L = 2,8 \text{ m}$$

$$\text{Il momento massimo nelle trave vale: } M_c = q \cdot L^2 / 8 = 6,55 \text{ kNm}$$

Il momento in campata da modello è $M_m = 6,30 \text{ kNm}$ che si discosta di circa il 4% rispetto al valore calcolato, pertanto i risultati da modello si considerano attendibili.

In particolare si è considerato la spinta del vento massima $p_v = 0,86 \text{ kN/mq}$ in direzione +Y agente sulle superfici dei parapetti e degli elementi metallici



Facendo il conteggio della superficie incidente del vento l'area è: $A_{\text{tot}} = 74 \text{ mq}$, con $p_v = 0,86 \text{ kN/mq}$

$$\text{La spinta orizzontale totale è: } F_v = p_v \cdot A_{\text{tot}} = 63,6 \text{ kN}$$

Considerando il taglio alla base “distribuito in maniera sommaria” agli 8 pilastri portanti della struttura ci si attende un vordine di grandezza del taglio di:

$$V_i = F_v / 8 \cong 8 \text{ kN}$$

Si riportano le sollecitazioni della combinazione singola del vento +Y:

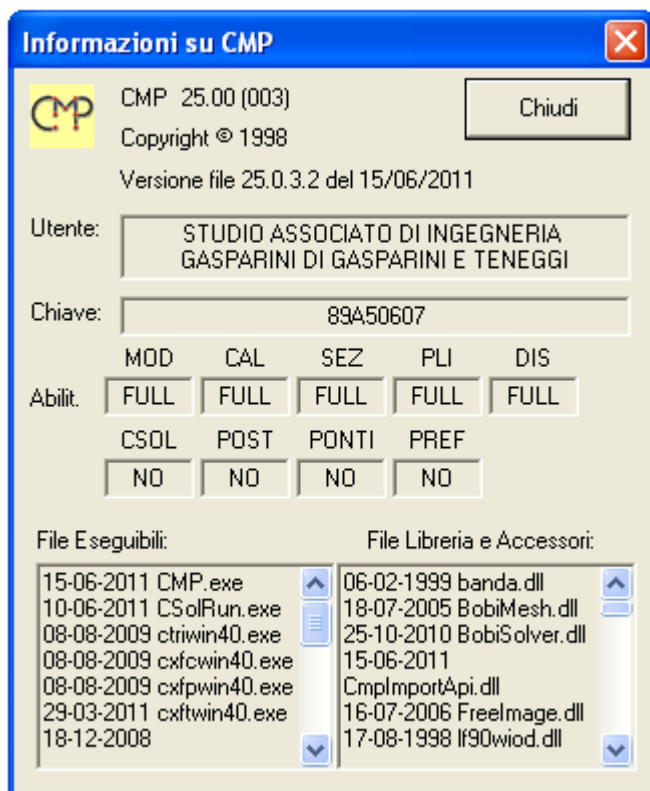


Da modello le sollecitazioni di taglio alla base dei pilastri che vanno da:

per un totale di taglio alla base di $\Sigma V_i = 63,8 \text{ kN}$

Le azioni orizzontali da vento risultano congruenti pertanto il giudizio di accettabilità dei risultati risulta valido.

Per il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche sarà utilizzato un programma di calcolo agli elementi finiti ("**CMP Analisi Strutturale**") di CAIREPRO Reggio Emilia, e solutore Xfinest da Harpaceas s.r.l.)



I. Strutture geotecniche di fondazione

La fondazione è una soletta in c.a. rettangolare di dimensioni 11,30x3,9 m spessa 40 cm sulla quale appoggiano in pilastri in acciaio della scala.

Si riportano le pressioni massime nella soletta, modellata con elementi tipo “shell” su suolo elastico alla Winkler $k=3 \text{ daN/cm}^3$, e caricata con le reazioni vincolari SLV, derivanti dal modello del telaio della scala con fattore di comportamento $q=1$:

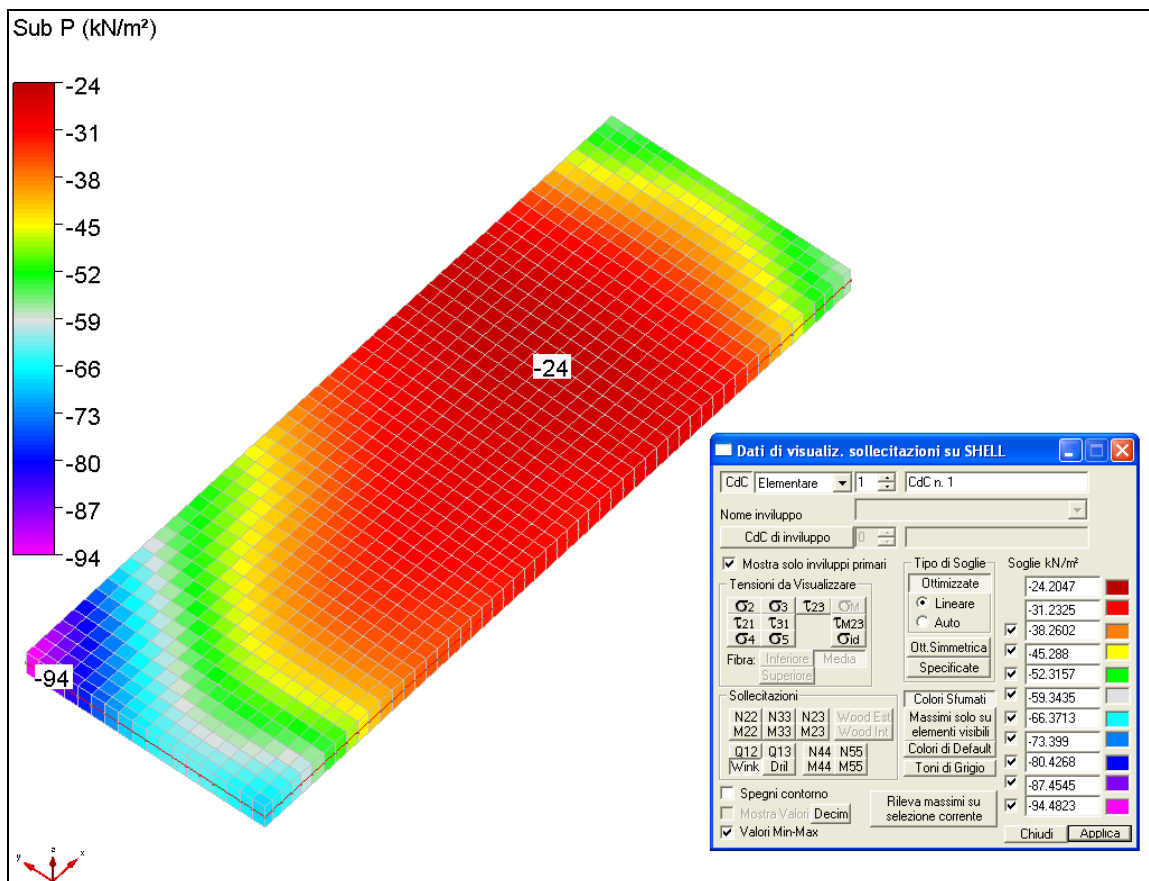


Figura 46 - PRESSIONI MAX SU TERRENO $\sigma = 0,94 \text{ daN/cm}^2$

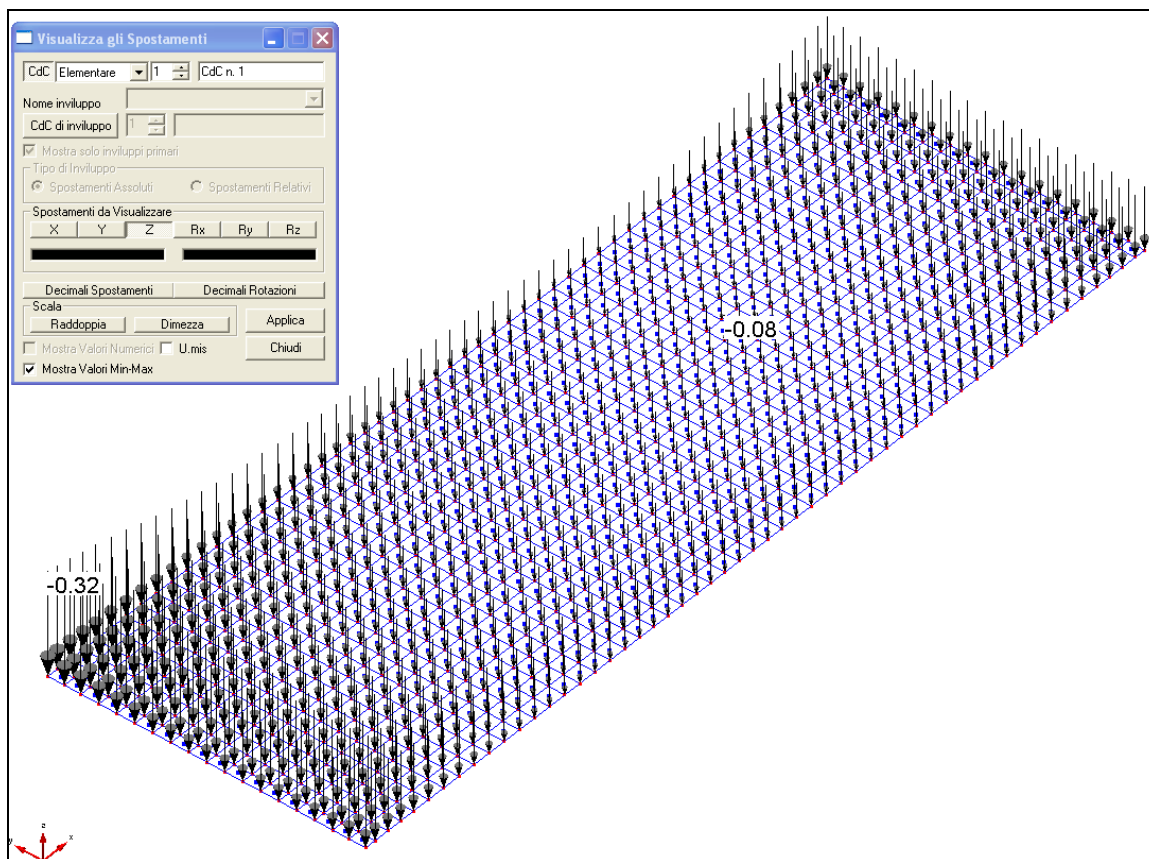


Figura 47 - CEDIMENTO VERTICALI 0,8 mm - 3,2 mm
Nella soletta la pressione massima vale $94 \text{ kN/m}^2 = 0,94 \text{ daN/cm}^2$

I cedimenti verticali variano da 0,8 mm al centro fino a 3,2 mm nei bordi laterali.

I valori attesi risultano modesti e compatibili con le caratteristiche meccaniche del terreno.

2. VERIFICA DEL TELAIO

Verifiche Resistenza e Instabilità delle membrature d'acciaio

Si riportano le principali verifiche degli elementi che costituiscono il telaio in acciaio della scala. Si esegue per ogni elemento tipologico la verifica dell'elemento più sollecitato (pilastri, travi controventi), e successivamente si mostrano i coefficienti di sicurezza derivanti dal programma di calcolo agli elementi finiti.

VERIFICA DI RESISTENZA DEL PILASTRO

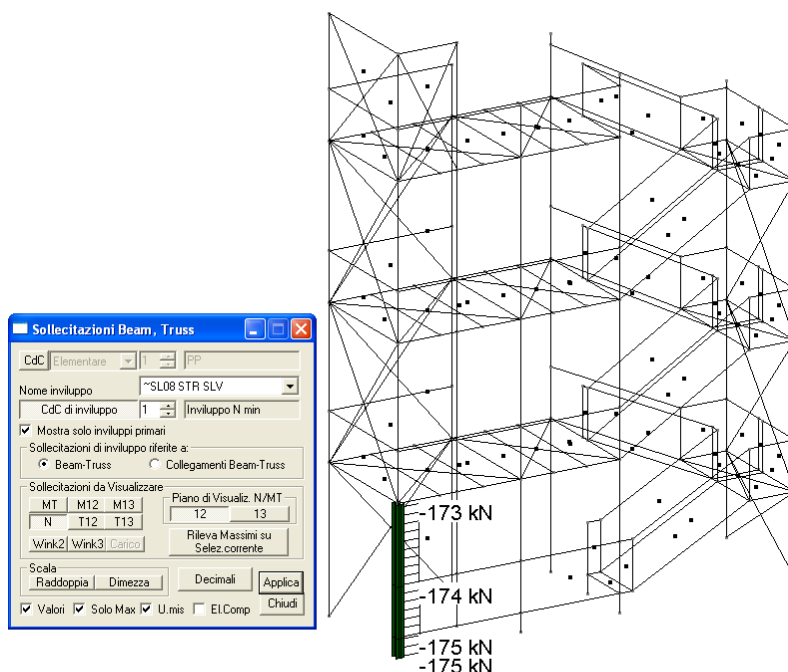


Figura 48 - SFORZO NORMALE N

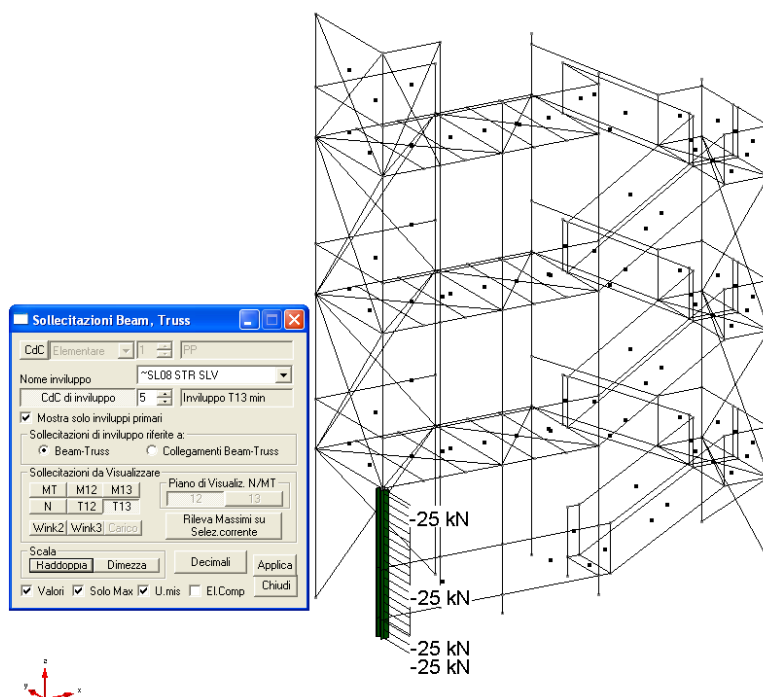


Figura 49 - TAGLIO V

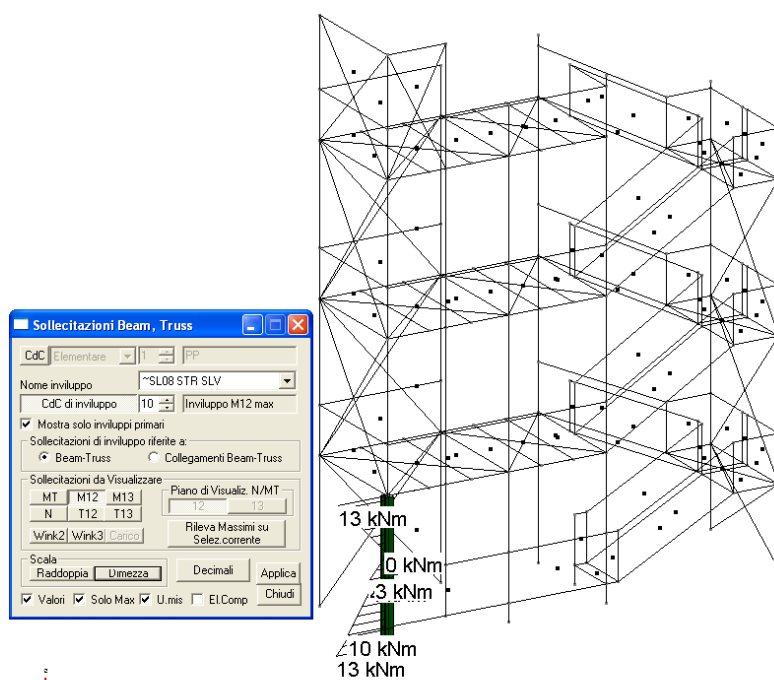


Figura 50 - MOMENTO M12

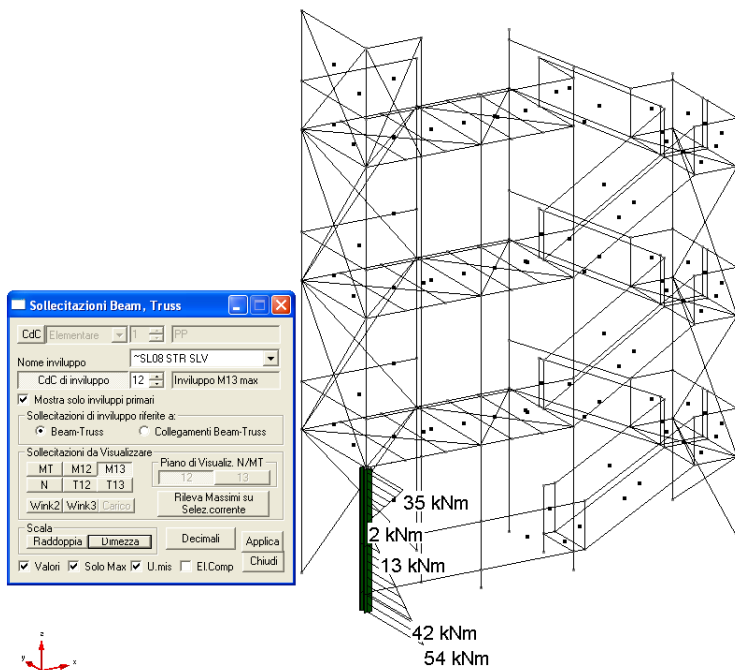


Figura 51 - MOMENTO M13

$$N_{Ed} = 175 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 25 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 54 \text{ kNm}$$

$$M_{x,Ed} = 13 \text{ kNm}$$

Sezione del pilastro HEA 200

$$A = 53,8 \text{ cm}^2$$

$$t_f = 1,0 \text{ cm}$$

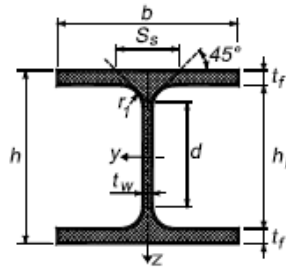
$$W_{pl,x} = 203 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} = 430 \text{ cm}^3$$

$$J_x = 1336 \text{ cm}^4$$

$$J_y = 3692 \text{ cm}^4$$

Travi HE - Proprietà della sezione - 100+320



Profilo	G kg/m	I _y cm ⁴	W _{el,y} cm ³	W _{pl,y} cm ³	i _y cm	A _{vz} cm ²	I _z cm ⁴	W _z cm ³	W _{pl,z} cm ³	i _z cm	S _s cm	I _T cm ⁴	I _w cm ⁶ × 10 ⁻³
HE 100 A	16,7	349,2	72,76	83,01	4,06	7,56	133,8	26,76	41,14	2,51	35,06	5,24	2,58
HE 100 B	20,4	449,5	89,91	104,2	4,16	9,04	167,3	33,45	51,42	2,53	40,06	9,25	3,38
HE 100 M	41,8	1143	190,4	235,8	4,63	18,04	399,2	75,31	116,3	2,74	66,06	68,21	9,93
HE 120 A	19,9	606,2	106,3	119,5	4,89	8,46	230,9	38,48	58,85	3,02	35,06	5,99	6,47
HE 120 B	26,7	864,4	144,1	165,2	5,04	10,96	317,5	52,92	80,97	3,06	42,56	13,84	9,41
HE 120 M	52,1	2018	288,2	350,6	5,51	21,15	702,8	111,6	171,6	3,25	68,56	91,66	24,79
HE 140 A	24,7	1033	155,4	173,5	5,73	10,12	389,3	55,62	84,85	3,52	36,56	8,13	15,06
HE 140 B	33,7	1509	215,6	245,4	5,93	13,08	549,7	78,52	119,8	3,58	45,06	20,06	22,48
HE 140 M	63,2	3291	411,4	493,8	6,39	24,46	1144	156,8	240,5	3,77	71,06	120	54,33
HE 160 A	30,4	1673	220,1	245,1	6,57	13,21	615,6	76,95	117,6	3,98	41,57	12,19	31,41
HE 160 B	42,6	2492	311,5	354,0	6,78	17,59	889,2	111,2	170,0	4,05	51,57	31,24	47,94
HE 160 M	76,2	5098	566,5	674,6	7,25	30,81	1759	211,9	325,5	4,26	77,57	162,4	108,1
HE 180 A	35,5	2510	293,6	324,9	7,45	14,47	924,6	102,7	156,5	4,52	42,57	14,80	60,21
HE 180 B	51,2	3831	425,7	481,4	7,66	20,24	1363	151,4	231,0	4,57	54,07	42,16	93,75
HE 180 M	88,9	7483	748,3	883,4	8,13	34,65	2580	277,4	425,2	4,77	80,07	203,3	199,3
HE 200 A	42,3	3692	388,6	429,5	8,28	18,08	1336	133,6	203,8	4,98	47,59	20,98	108
HE 200 B	61,3	5696	569,6	642,5	8,54	24,83	2003	200,3	305,8	5,07	60,09	59,28	171,1
HE 200 M	103	10640	967,4	1135	9,00	41,03	3651	354,5	543,2	5,27	86,09	259,4	346,3
HE 220 A	50,5	5410	515,2	568,5	9,17	20,67	1955	177,7	270,6	5,51	50,09	28,46	193,3
HE 220 B	71,5	8091	735,5	827,0	9,43	27,92	2843	258,5	393,9	5,59	62,59	76,57	295,4
HE 220 M	117	14600	1217	1419	9,89	45,31	5012	443,5	678,6	5,79	88,59	315,3	572,7

S275

$f_{yk} = 2.750 \text{ daN/cm}^2$

$\gamma_{M0} = 1,05$

$$N_{y,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 1.409 \text{ kN}$$

$$M_{y,p,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 113 \text{ kNm}$$

$$M_{x,p,Rd} = W_{pl,x} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 53,2 \text{ kNm}$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0,12$$

$$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A = 0,25 < 0,5$$

$$n < a$$

Verifiche di resistenza:

$$\frac{M_{x,Ed}}{M_{x,pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,pl,Rd}} < 1$$

$$13 / 53,2 + 54 / 113 = 0,72 < 1 \quad \text{(VERIFICA SODDISFATTA)}$$

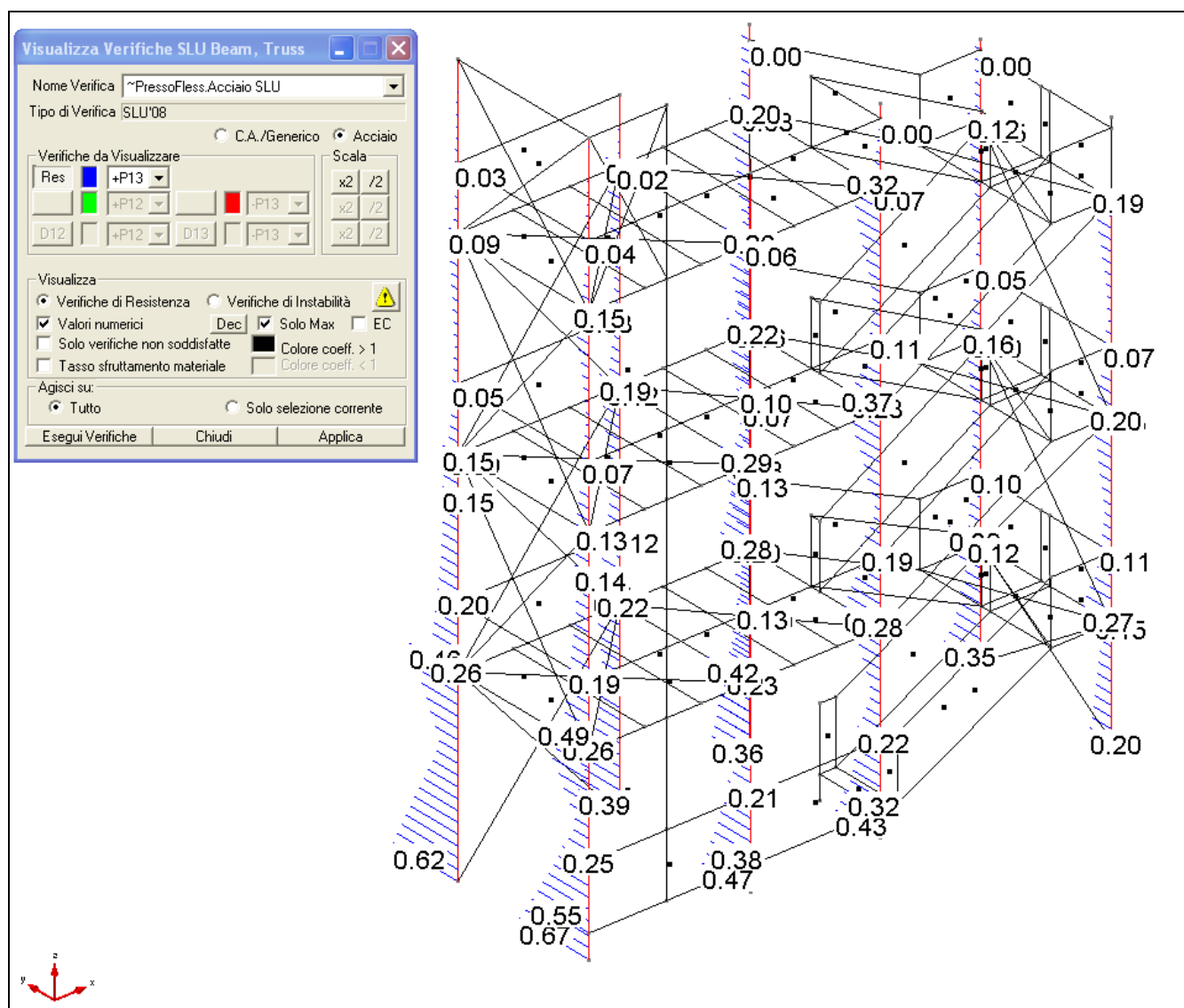
Se considero il campo elastico

$$W_{el,y} = 389 \text{ cm}^3 \rightarrow M_{y,el,Rd} = W_{el,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 102 \text{ kNm}$$

$$W_{el,z} = 134 \text{ cm}^3 \rightarrow M_{z,el,Rd} = W_{el,z} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 35 \text{ kNm}$$

$$13 / 35 + 54 / 102 = 0,90 < 1 \quad \textbf{(VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Si riportano i coefficienti di verifica $\frac{M_{x,Ed}}{M_{x,pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,pl,Rd}} < 1$ per tutti i pilastri:



Verifica di stabilità del pilastro

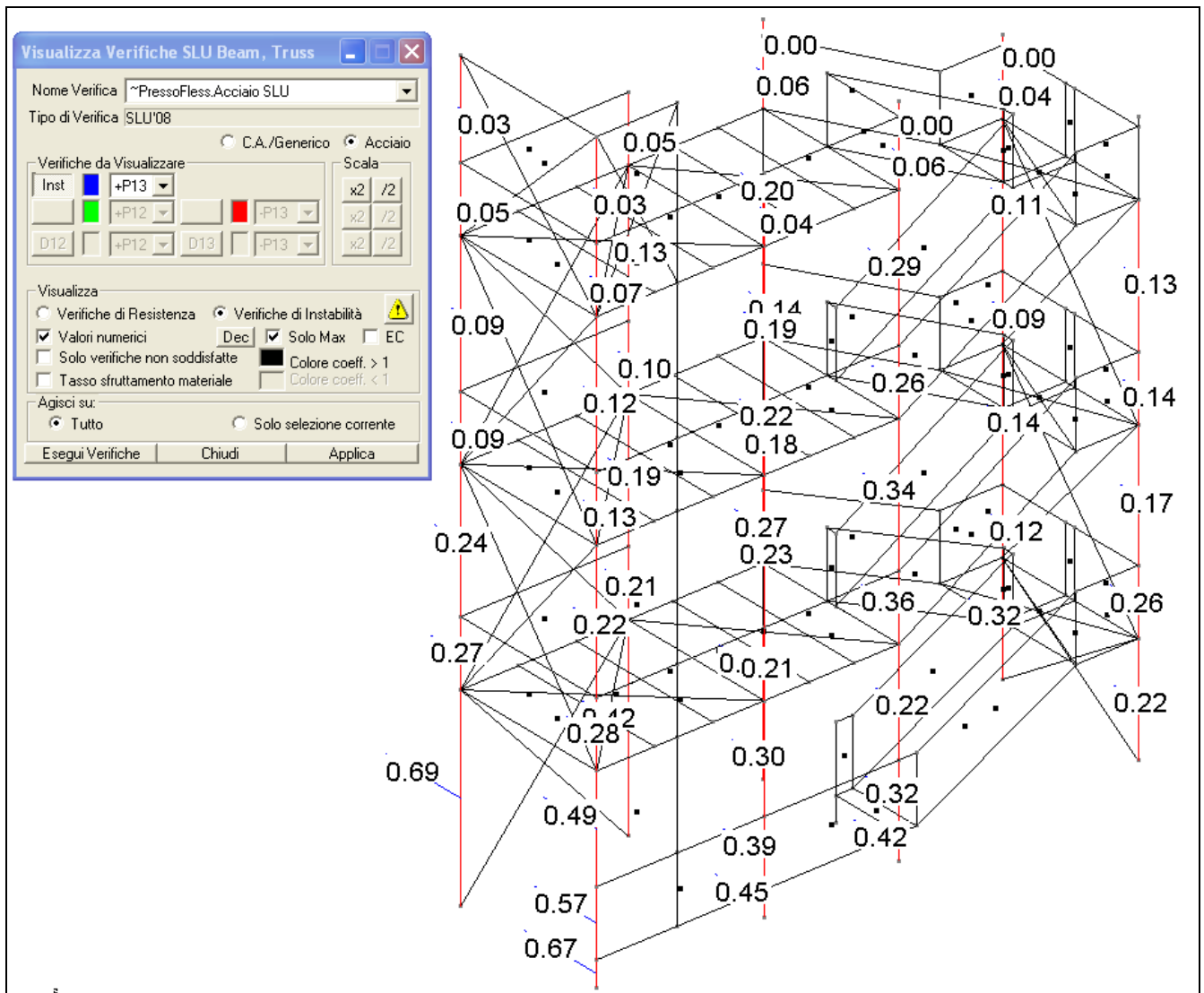
La verifica di stabilità sono condotte controllando le seguenti disuguaglianze (par. 4.2.4.1.3.3.2 Metodo B – Circolare 21/01/2019, N. 7):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rd} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rd} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd} / \gamma_{M1}} < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rd} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rd} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd} / \gamma_{M1}} < 1$$

χ_y , χ_z , χ_{LT} sono i coefficienti di riduzione per instabilità flessionale e torsionale;

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} sono i fattori di interazione



VERIFICA DI INSTABILITA' → Il valore più alto vale 0,69 la verifica risulta soddisfatta.

Verifica a taglio del pilastro

$$V_{Ed} = 25 \text{ kN}$$

$$A_v = 13 \text{ cm}^2$$

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 196 \text{ kN} > V_{Ed}$$

$$25 / 196 = 0,13 < 1 \quad (\text{VERIFICA SODDISFATTA})$$

VERIFICA DI RESISTENZA DELLE COSCIALI - UPN 200

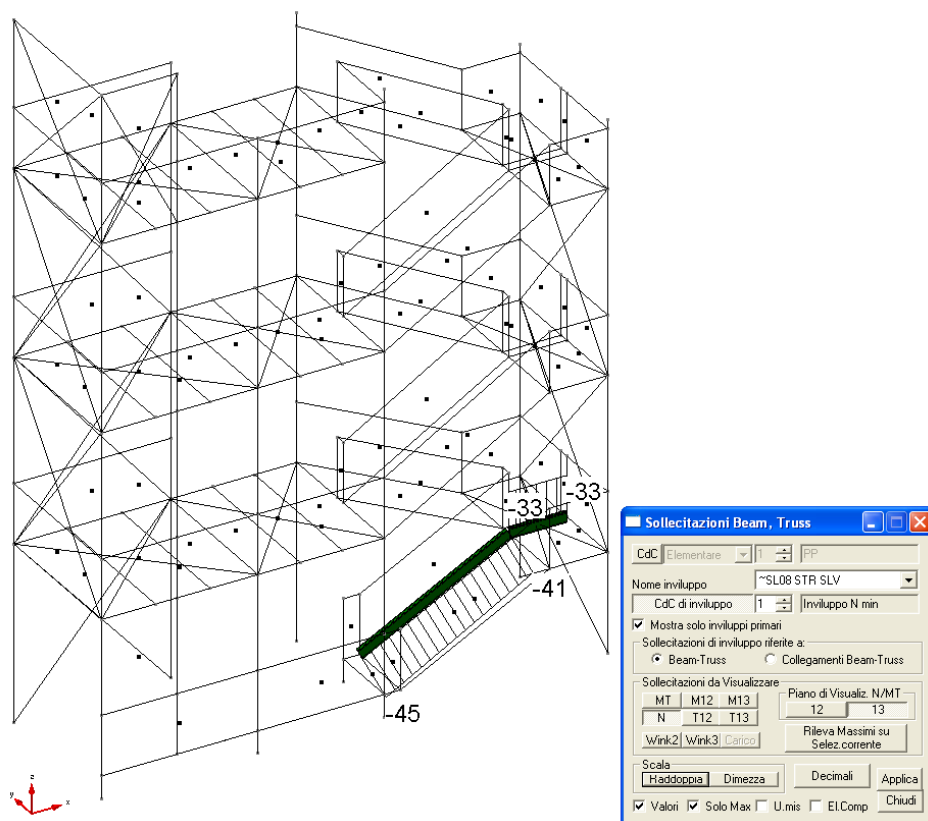


Figura 52 - SFORZO NORMALE N

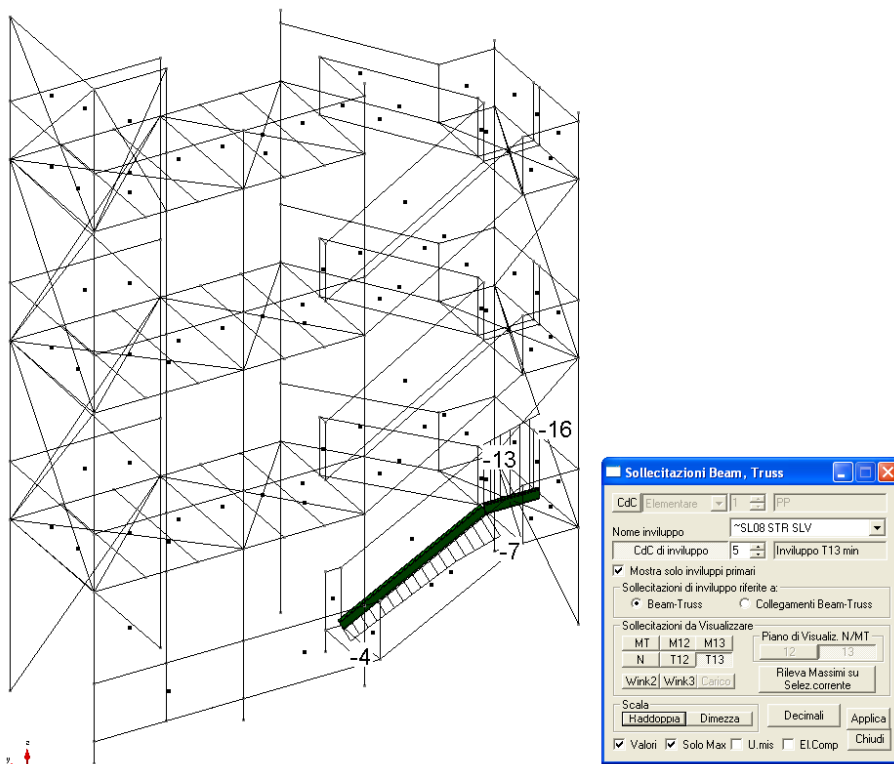


Figura 53 - TAGLIO V

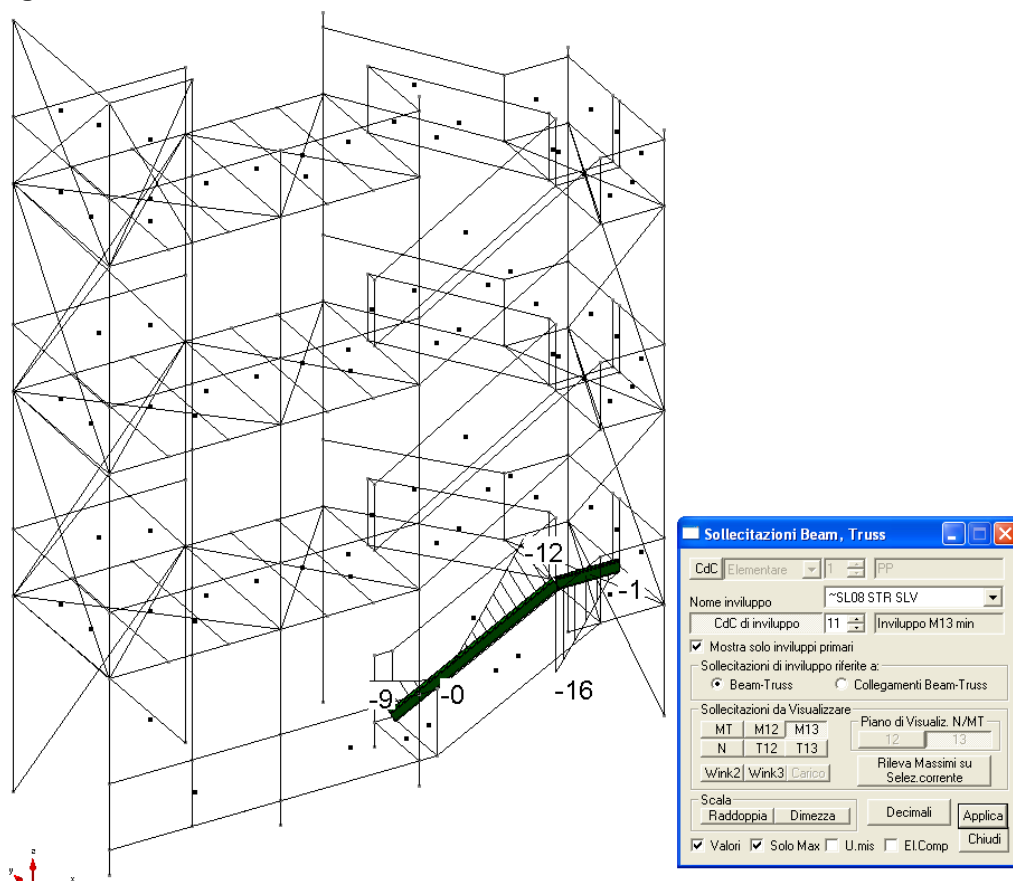


Figura 54 - MOMENTO Mx

$N_{ED}=41 \text{ kN}$
 $V_{ED}=16 \text{ kN}$
 $M_{ED,x}=16 \text{ kNm}$

Sezione UPN 200

$$A = 32,2 \text{ cm}^2$$

$$W_{pl,x} = 228 \text{ cm}^3$$

$$W_{el,x} = 191 \text{ cm}^3$$

$$J_x = 1.911 \text{ cm}^4$$

$$t_f = 11,5 \text{ mm}$$

S275

$$f_{yk} = 2750 \text{ daN/cm}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PROFILO																	
h	b	t _w	t _f	r	h ₁	h ₂	A	p	U	J _x	W _x	i _x	J _y	W _y	i _y	S _x	s _x
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[cm ²]	[daN/m]	[m ² /m]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm]	[cm ³]	[cm]
200	75	8,5	11,5	11,5	154	177	32,2	25,3	0,66	1911	191	7,71	148	26,9	2,14	114	16,8
A _w	J _o	i _o	J _T	W _{pl,x}	ψ _{pl,x}	λ _x	λ _y	σ _{cr,x}	σ _{cr,y}	h/b	ω _x	ω _y	ω ₁	N _{cr,x}	N _{cr,y}	φ	f
[cm ²]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ³]				[daN/cm ²]	[daN/cm ²]					[kN]	[kN]	[mm]	[mm]
15	2059	7,997	11,228	228	1,194	65	234	4812	371	2,67	1,33	8,46	0,79	1550	120	21	43

Figura 55 - UPN 200

$$N_{y,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 843 \text{ kN}$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0,05$$

$$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A = 0,46 < 0,5$$

$$n < a$$

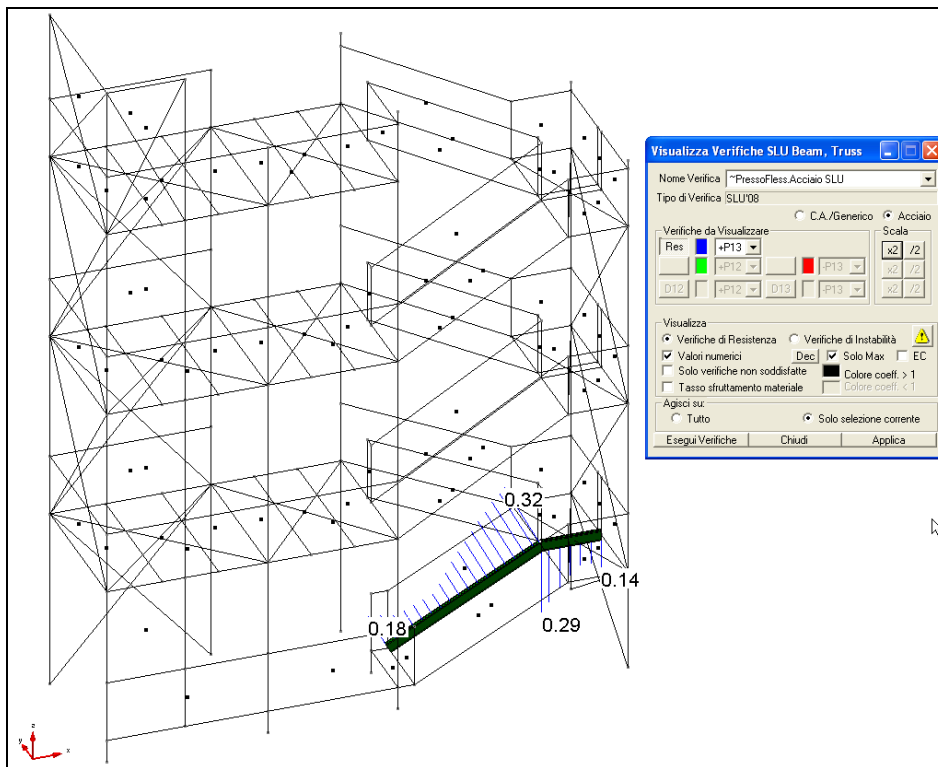
$$M_{pl,Rd} = W_{pl,x} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 60 \text{ kNm}$$

$$M_{ED} / M_{pl,Rd} = 0,27 < 1 \quad (\text{VERIFICA SODDISFATTA})$$

Se considero il campo elastico $W_{el,x} = 191 \text{ cm}^3$

$$M_{el,Rd} = W_{el,x} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 50 \text{ kNm}$$

$$M_{ED} / M_{el,Rd} = 0,32 < 1 \quad (\text{VERIFICA SODDISFATTA})$$



Tutti gli UPN 200 dei cosciali sono **verificati** $M_{Ed}/M_{Rd} < 1$:

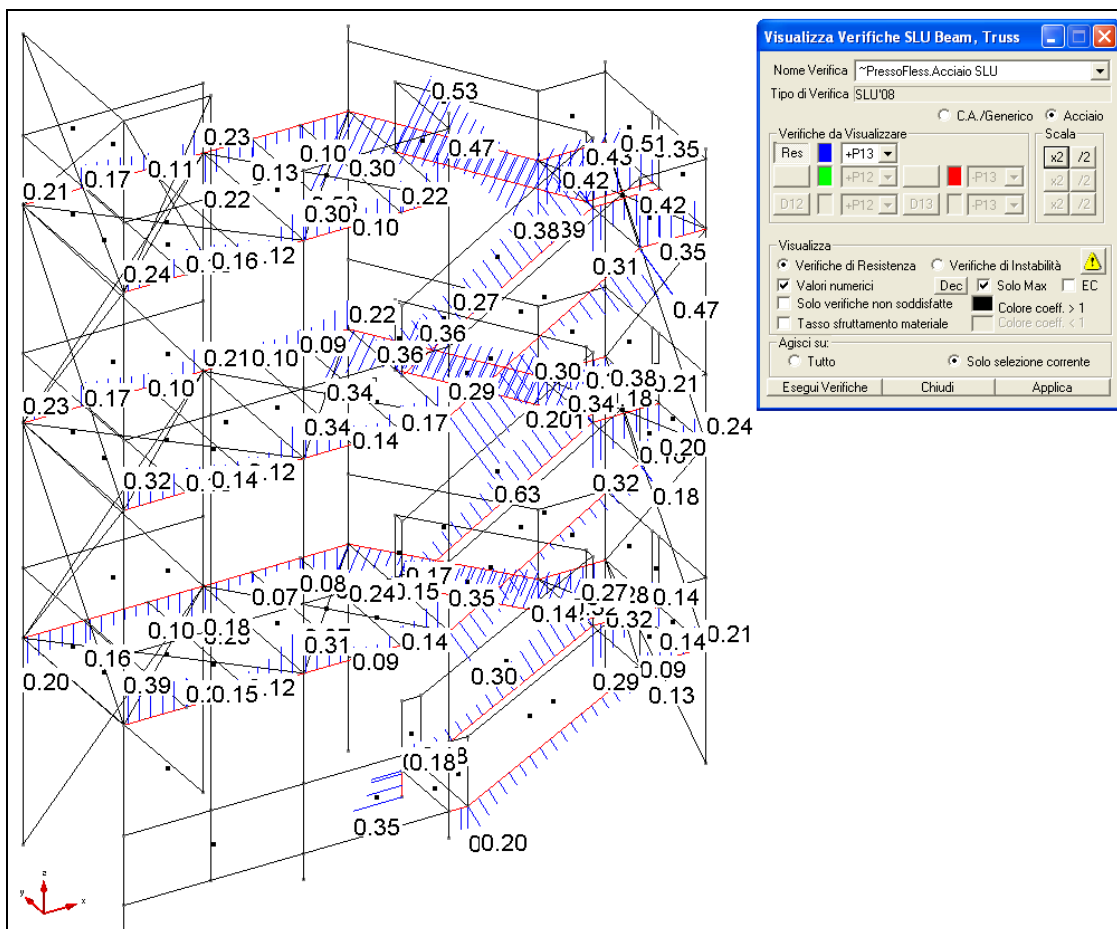


Figura 56 - VERIFICHE UPN 200

Verifica di stabilità dei cosciali UPN 200

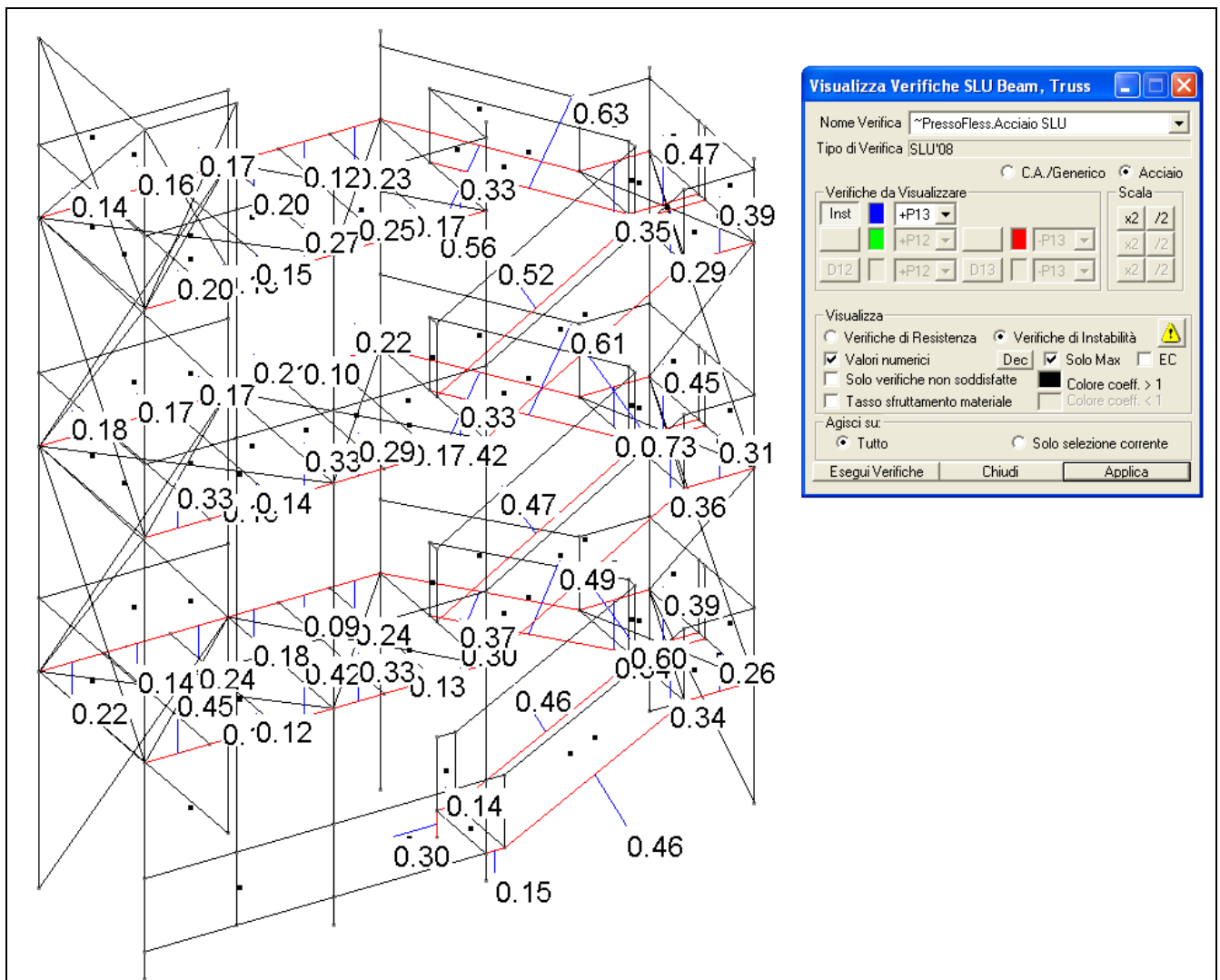
La verifica di stabilità sono condotte controllando le seguenti disuguaglianze (par. 4.2.4.1.3.3.2 Metodo B – Circolare 21/01/2019, N. 7):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rd} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rd} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd} / \gamma_{M1}} < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rd} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rd} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd} / \gamma_{M1}} < 1$$

$\chi_y, \chi_z, \chi_{LT}$ sono i coefficienti di riduzione per instabilità flessionale e torsionale;

$k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ sono i fattori di interazione



VERIFICA DI INSTABILITA' → Il valore più alto vale 0,73 la verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio della trave UPN 200

$$V_{Ed} = 16 \text{ kN}$$

$$A_v = 17 \text{ cm}^2$$

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 255 \text{ kN} > V_{Ed}$$

$$16 / 255 = 0,06 < 1 \quad (\text{VERIFICA SODDISFATTA})$$

VERIFICA DI RESISTENZA TRAVERSI - HEA 140

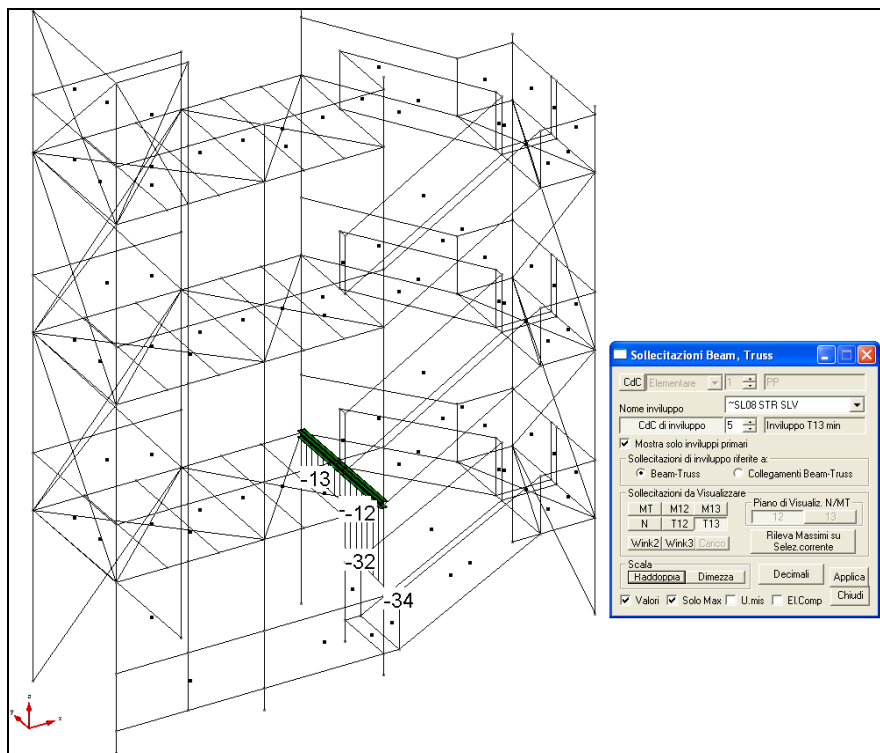


Figura 57 - TAGLIO V

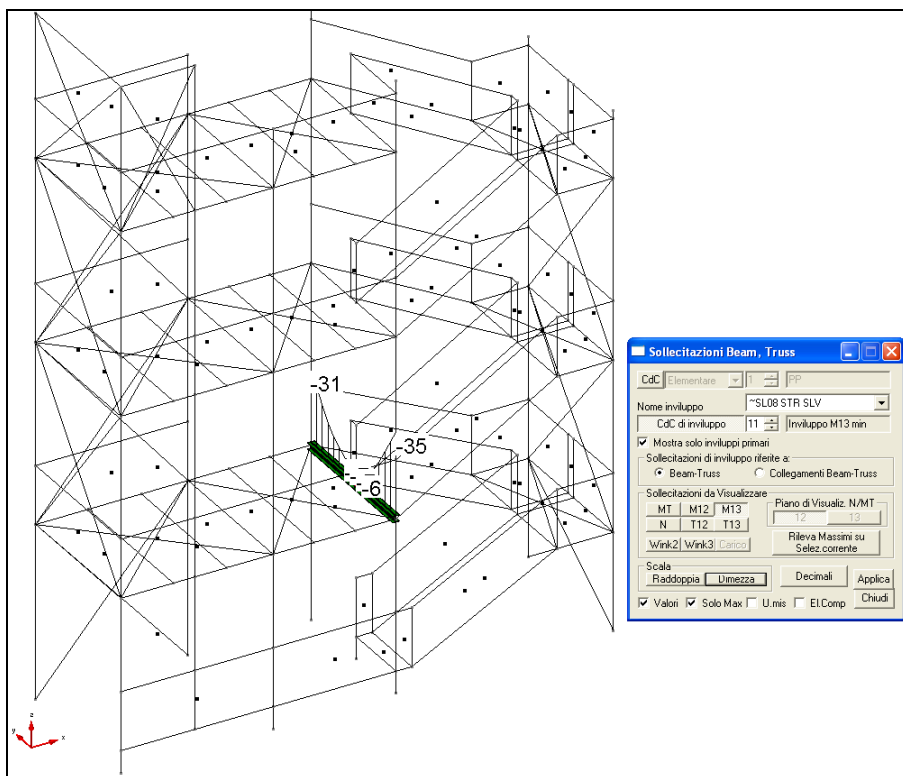


Figura 58 - MOMENTO M13

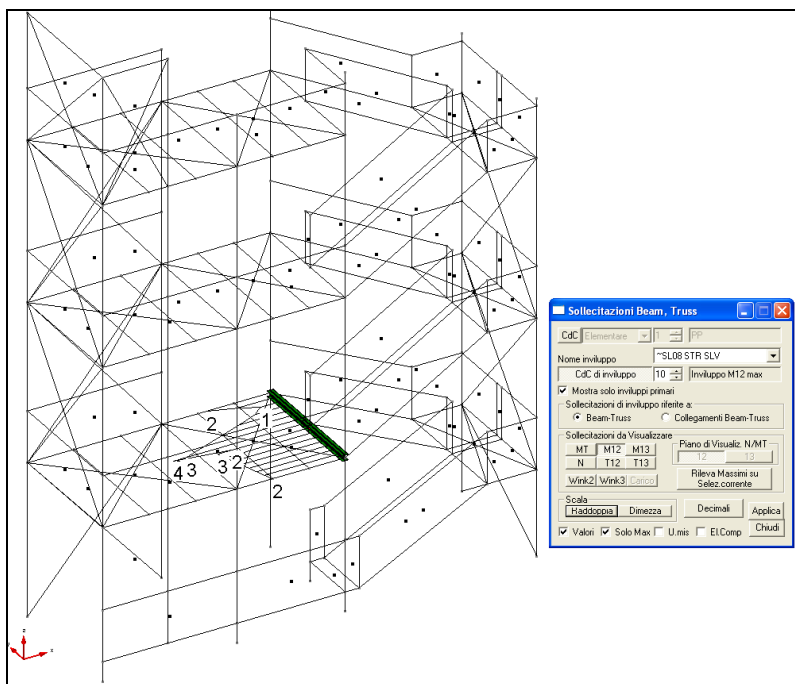


Figura 59 - MOMENTO M12

$V_{ED}=34 \text{ kN}$
 $M_{ED,y}=35 \text{ kNm}$
 $M_{ED,z}=2 \text{ kNm}$

Sezione HEA 140

$$A = 31,4 \text{ cm}^2$$

$$W_{pl,y} = 173 \text{ cm}^3$$

$$W_{el,y} = 155,4 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} = 85 \text{ cm}^3$$

$$W_{el,z} = 56 \text{ cm}^3$$

$$J_y = 1.033 \text{ cm}^4$$

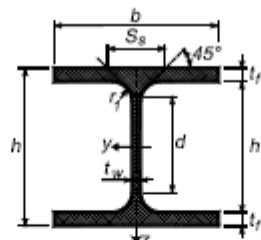
$$t_f = 8,5 \text{ mm}$$

S275

$$f_{yk} = 2750 \text{ daN/cm}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

Travi HE - Proprietà della sezione - 100÷320



Profilo	G kg/m	I _y cm ⁴	W _{el,y} cm ³	W _{pl,y} cm ³	i _y cm	A _{vz} cm ²	I _z cm ⁴	W _z cm ³	W _{pl,z} cm ³	i _z cm	S _s cm	I _T cm ⁴	I _w cm ⁶ × 10 ⁻³
HE 100 A	16,7	349,2	72,76	83,01	4,06	7,56	133,8	26,76	41,14	2,51	35,06	5,24	2,58
HE 100 B	20,4	449,5	89,91	104,2	4,16	9,04	167,3	33,45	51,42	2,53	40,06	9,25	3,38
HE 100 M	41,8	1143	190,4	235,8	4,63	18,04	399,2	75,31	116,3	2,74	66,06	68,21	9,93
HE 120 A	19,9	606,2	106,3	119,5	4,89	8,46	230,9	38,48	58,85	3,02	35,06	5,99	6,47
HE 120 B	26,7	864,4	144,1	165,2	5,04	10,96	317,5	52,92	80,97	3,06	42,56	13,84	9,41
HE 120 M	52,1	2018	288,2	350,6	5,51	21,15	702,8	111,6	171,6	3,25	68,56	91,66	24,79
HE 140 A	24,7	1033	155,4	173,5	5,73	10,12	389,3	55,62	84,85	3,52	36,56	8,13	15,06
HE 140 B	33,7	1509	219,8	249,4	5,93	13,08	549,7	78,92	119,8	3,58	45,08	20,08	22,48
HE 140 M	63,2	3291	411,4	493,8	6,39	24,46	1144	156,8	240,5	3,77	71,06	120	54,33
HE 160 A	30,4	1673	220,1	245,1	6,57	13,21	615,6	76,95	117,6	3,98	41,57	12,19	31,41
HE 160 B	42,6	2492	311,5	354,0	6,78	17,59	889,2	111,2	170,0	4,05	51,57	31,24	47,94
HE 160 M	76,2	5098	566,5	674,6	7,25	30,81	1759	211,9	325,5	4,26	77,57	162,4	108,1

Profilo	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r ₁ mm	A cm ²	h _i mm	d mm	Φ	P _{min} mm	P _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
HE 100 A	16,7	96	100	5	8	12	21,24	80	56	M10	54	58	0,561	33,68
HE 100 B	20,4	100	100	6	10	12	26,04	80	56	M10	56	58	0,567	27,76
HE 100 M	41,8	120	106	12	20	12	53,24	80	56	M10	62	64	0,619	14,82
HE 120 A	19,9	114	120	5	8	12	25,34	98	74	M12	58	68	0,677	34,06
HE 120 B	26,7	120	120	6,5	11	12	34,01	98	74	M12	60	68	0,686	25,71
HE 120 M	52,1	140	126	12,5	21	12	66,41	98	74	M12	66	74	0,738	14,16
HE 140 A	24,7	133	140	5,5	8,5	12	31,42	116	92	M16	64	76	0,794	32,21
HE 140 B	33,7	140	140	7	12	12	42,96	116	92	M16	66	76	0,805	23,88
HE 140 M	63,2	160	146	13	22	12	80,56	116	92	M16	72	82	0,857	13,56

$$M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 45,3 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,z,Rd} = W_{pl,z} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 22,3 \text{ kNm}$$

Verifiche di resistenza:
$$\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,pl,Rd}} < 1$$

$2 / 22,3 + 35 / 45,3 = 0,86 < 1$ **(VERIFICA SODDISFATTA)**

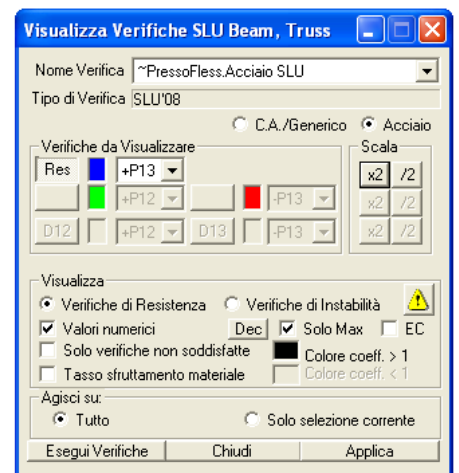
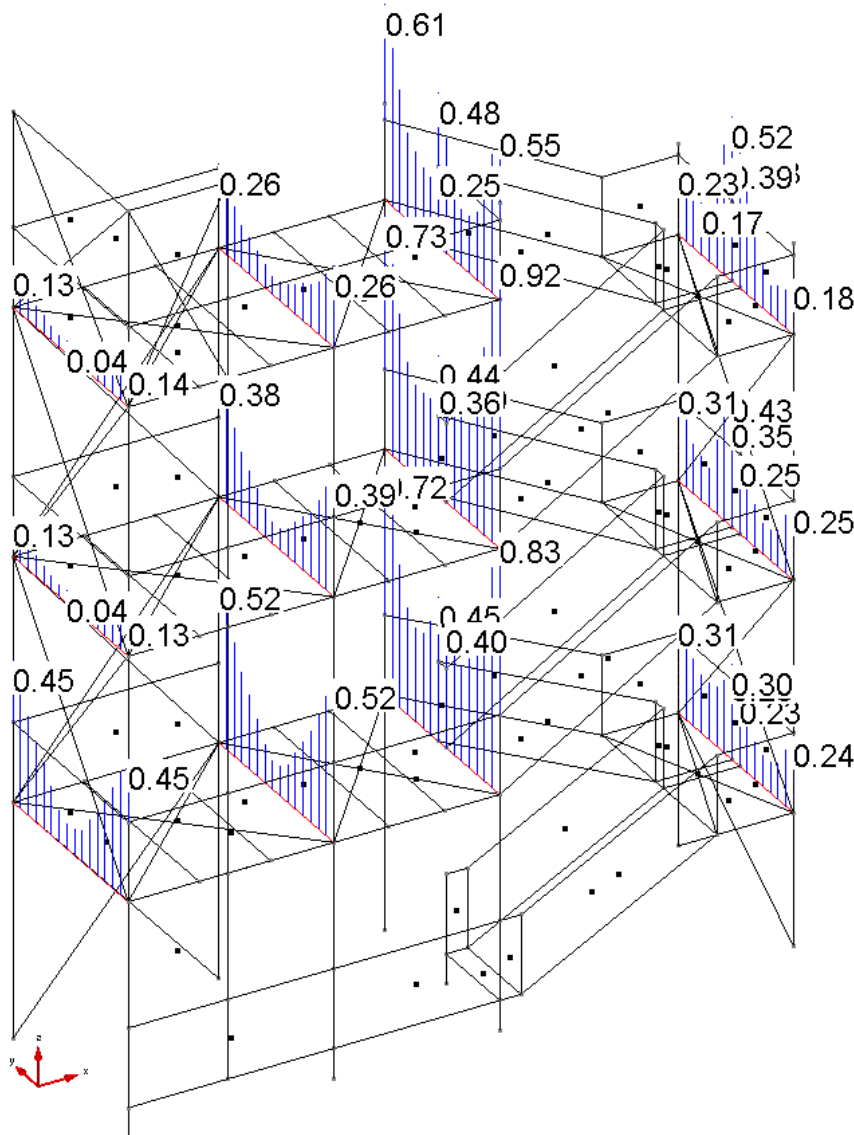
Se considero il campo elastico

$W_{el,y} = 155,4 \text{ cm}^3 \rightarrow M_{y,el,Rd} = W_{el,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 41 \text{ kNm}$

$W_{el,z} = 56 \text{ cm}^3 \rightarrow M_{z,el,Rd} = W_{el,z} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 15 \text{ kNm}$

$13 / 35 + 54 / 102 = 0,98 < 1$ **(VERIFICA SODDISFATTA)**

Si riportano i coefficienti di verifica $\frac{M_{x,Ed}}{M_{x,pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,pl,Rd}} < 1$ per le travi HEA 140:



Verifica a taglio della trave HEA 140

$$V_{Ed} = 34 \text{ kN}$$

$$A_v = 7 \text{ cm}^2$$

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 105 \text{ kN} > V_{Ed}$$

$$34 / 105 = 0,32 < 1 \quad (\text{VERIFICA SODDISFATTA})$$

VERIFICA DI RESISTENZA TRAVERSI – IPE 140

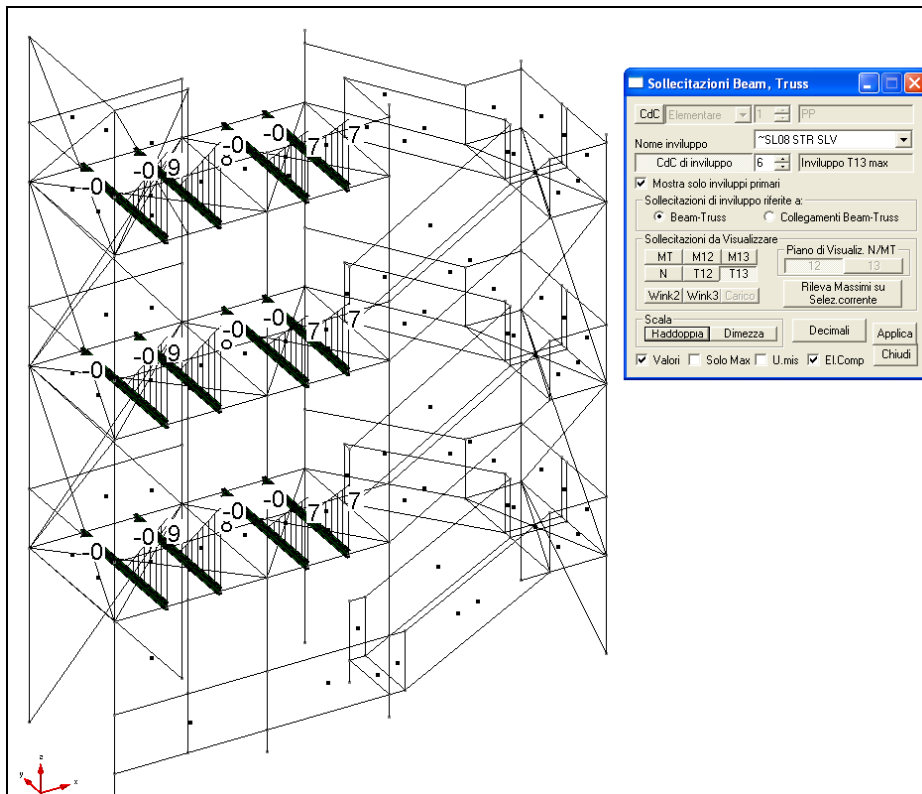


Figura 60 - TAGLIO V

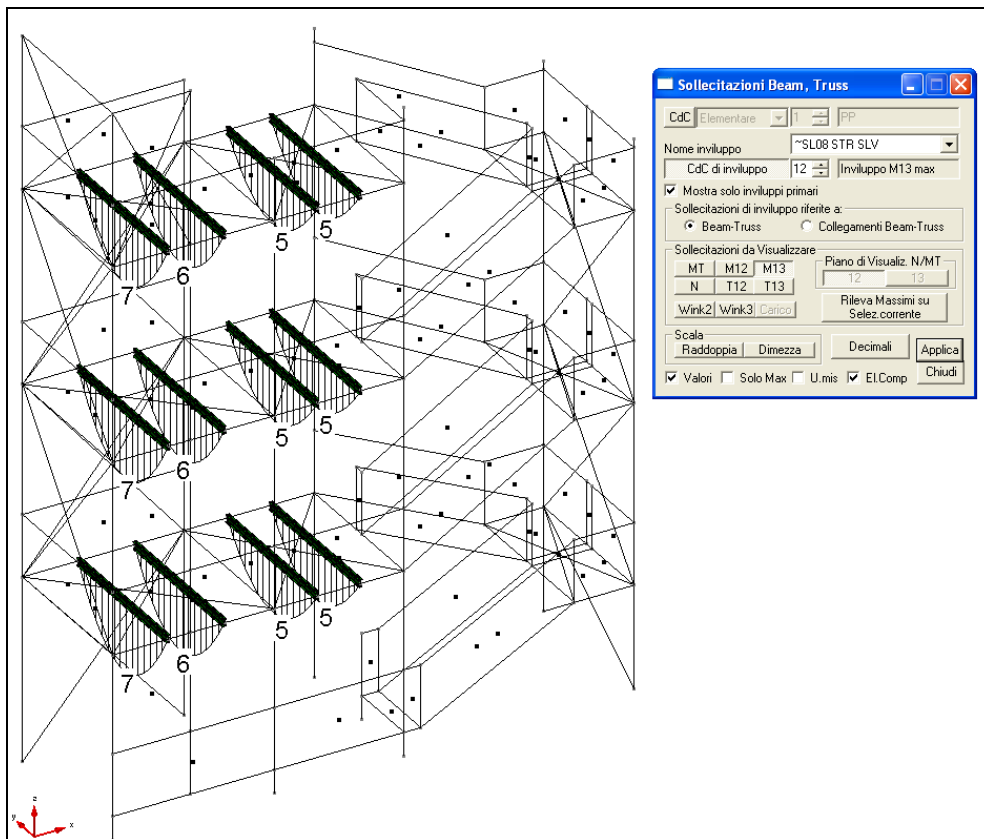


Figura 61 - MOMENTO M_y

$$V_{ED}=7 \text{ kN}$$

$$M_{ED,y}=7 \text{ kNm}$$

Sezione IPE 140

$$A= 16,4 \text{ cm}^2$$

$$W_{pl,y}= 88 \text{ cm}^3$$

$$W_{el,y}= 77 \text{ cm}^3$$

$$J_y= 541 \text{ cm}^4$$

$$t_f=6,9 \text{ mm}$$

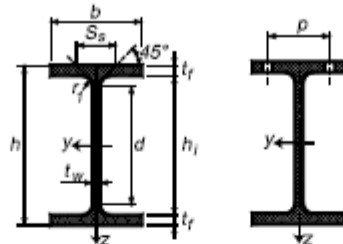
S275

$$f_{yk}= 2750 \text{ daN/cm}^2$$

$$\gamma_{M0}=1,05$$

2.3 Profili IPE

2.3.1 Profili IPE normalizzati



Travi IPE – Geometria

Profilo	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r ₁ mm	A cm ²	h _l mm	d mm	Φ	P _{min} mm	P _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
IPE 80	6,00	80	46	3,8	5,2	5	7,64	69,6	59,6	–	–	–	0,328	54,64
IPE 100	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,32	88,6	74,6	–	–	–	0,400	49,33
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	13,34	107,6	93,6	–	–	–	0,475	45,88
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	16,43	126,2	112,2	–	–	–	0,551	42,70
IPE 160	15,8	160	82	5,0	7,7	9	20,63	145,2	127,2	–	–	–	0,625	39,77
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8	9	23,95	164	146	M10	48	48	0,698	37,13
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,48	183	159	M10	54	58	0,768	34,36
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	33,37	201,6	177,6	M12	60	62	0,848	32,36
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15	39,12	220,4	190,4	M12	66	68	0,922	30,02
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15	45,95	249,6	219,6	M16	72	72	1,041	28,86
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15	53,81	278,6	248,6	M16	72	86	1,160	27,46
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18	62,61	307	271	M16	78	96	1,254	25,52
IPE 360	57,1	360	170	8	12,7	18	72,73	334,6	298,6	M22	88	88	1,353	23,70
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21	84,46	373	331	M22	96	98	1,467	22,12
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21	98,82	420,8	378,8	M24	100	102	1,605	20,69
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16	21	115,5	468	426	M24	102	112	1,744	19,23
IPE 550	106	550	210	11,1	17,2	24	134,4	515,6	467,6	M24	110	122	1,877	17,78
IPE 600	122	600	220	12	19	24	156,0	562	514	M27	116	118	2,015	16,45
IPE 750 x 147	147	753	265	13,2	17	17	187,5	719	685	M27	104	164	2,510	17,06
IPE 750 x 173	173	762	267	14,4	21,6	17	221,3	718,8	684,8	M27	104	166	2,534	14,58
IPE 750 x 196	196	770	268	15,6	25,4	17	250,8	719,2	685,2	M27	106	166	2,552	12,96

Travi IPE – Proprietà sezione

Profilo	G kg/m	I _y cm ⁴	W _{el,y} cm ³	W _{pl,y} cm ³	i _y cm	A _{wz} cm ²	I _z cm ⁴	W _z cm ³	W _{pl,z} cm ³	i _z cm	S _s cm	I _T cm ⁴	I _w cm ⁶ ×10 ⁻³
IPE 80	6,00	80,14	20,03	23,22	3,24	3,58	8,48	3,69	5,82	1,05	20,1	0,7	0,12
IPE 100	8,1	171,0	34,20	39,41	4,07	5,08	15,92	5,79	9,15	1,24	23,70	1,2	0,35
IPE 120	10,4	285,3	51,33	60,83	4,98	6,08	28,35	8,23	13,15	1,45	28,33	1,5	0,68
IPE 140	12,9	541,2	77,32	88,34	5,74	7,64	44,92	12,31	19,25	1,65	26,70	2,45	1,98
IPE 160	15,8	885,3	100,7	123,3	6,58	9,68	68,31	18,88	28,18	1,84	30,34	3,8	3,38
IPE 180	18,8	1317	146,3	166,4	7,42	11,25	100,9	22,16	34,60	2,05	31,84	4,79	7,43
IPE 200	22,4	1943	194,3	220,6	8,26	14,00	142,4	28,47	44,61	2,24	36,66	6,98	12,99

$$M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 23 \text{ kNm}$$

Verifiche di resistenza:
$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,pl,Rd}} < 1$$

$$7 / 23 = 0,30 < 1 \quad (\text{VERIFICA SODDISFATTA})$$

Se considero il campo elastico

$$W_{el,y} = 77 \text{ cm}^3 \rightarrow M_{y,el,Rd} = W_{el,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 20 \text{ kNm}$$

$$7 / 20 = 0,358 < 1 \quad (\text{VERIFICA SODDISFATTA})$$

Verifica a taglio della trave IPE 140

$$V_{Ed} = 7 \text{ kN}$$

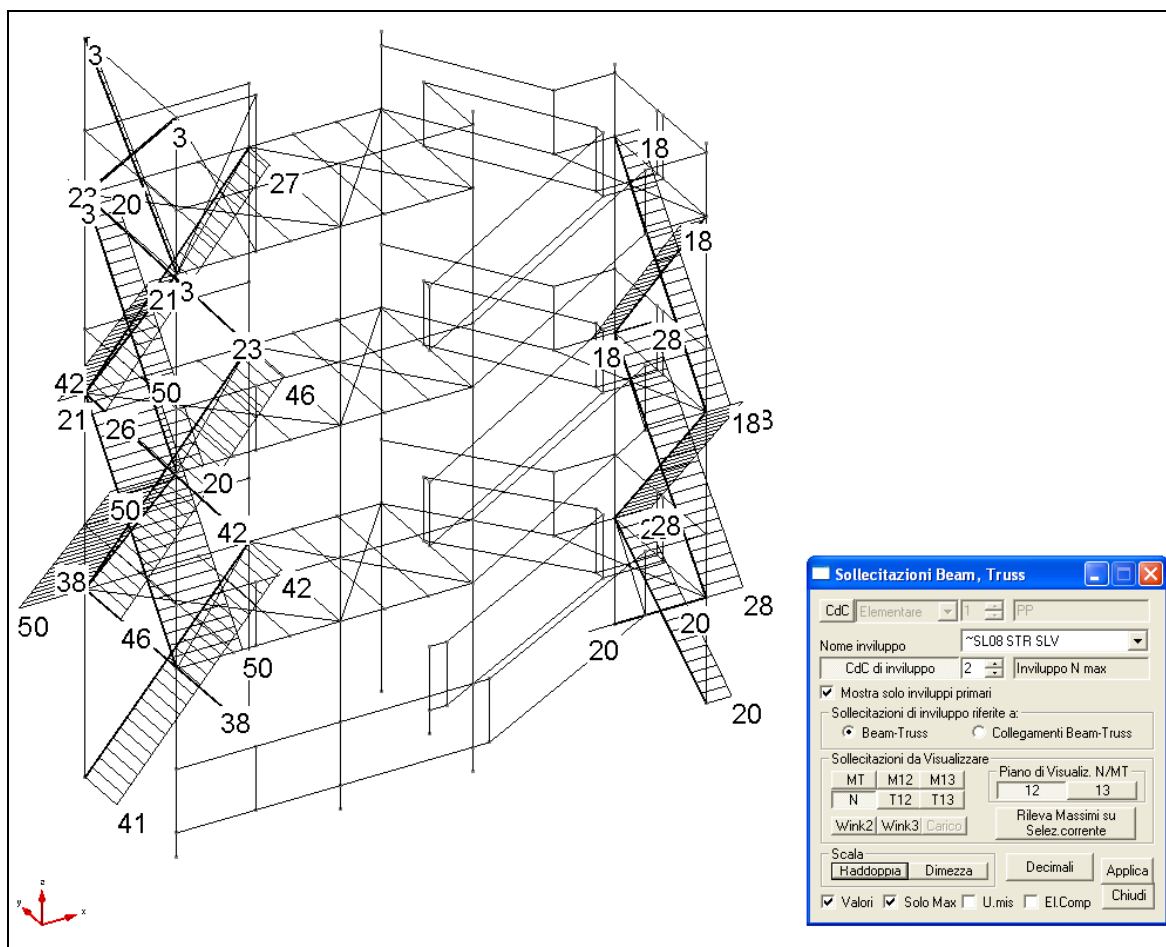
$$A_v = 6 \text{ cm}^2$$

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 157 \text{ kN} > V_{Ed}$$

$$7 / 157 = 0,04 < 1 \quad (\text{VERIFICA SODDISFATTA})$$

VERIFICA DEI CONTROVENTI

Tondo $\phi 20$ controventi laterali



$$N_{ED} = 50 \text{ kN trazione massima}$$

$$A = 3,14 \text{ cm}^2$$

S275

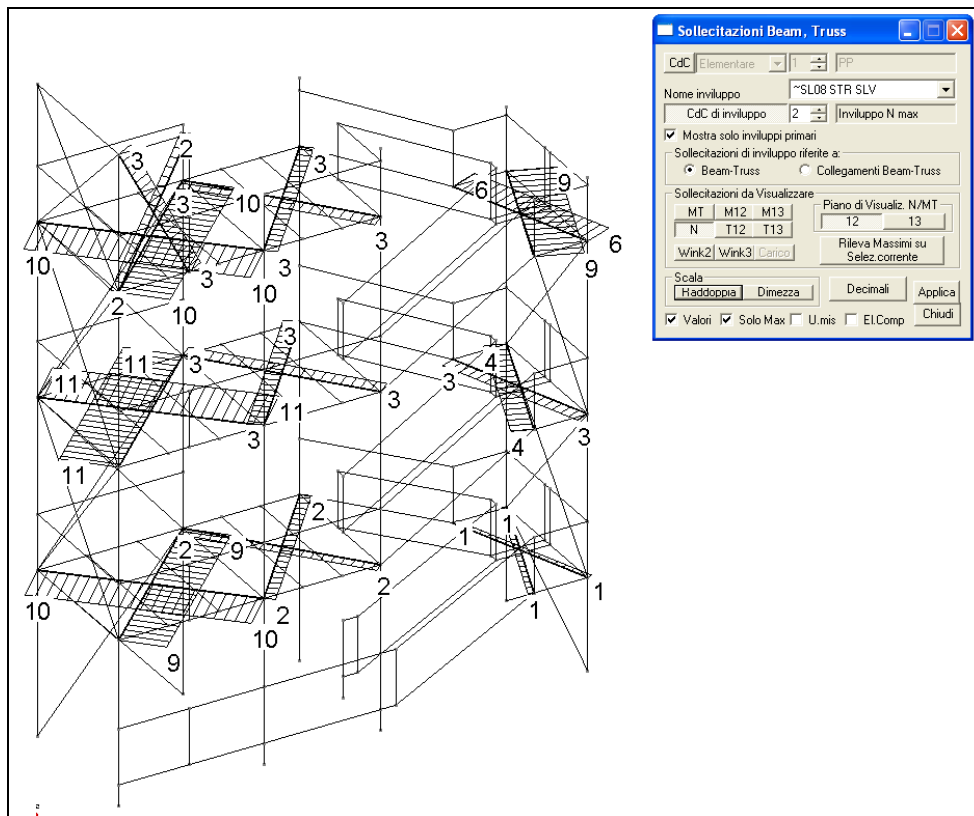
$$f_{yk} = 2.750 \text{ daN/cm}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

$$N_{Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 82 \text{ kN} > N_{Ed}$$

$$50 / 82 = 0,61 < 1 \quad (\text{VERIFICA SODDISFATTA})$$

Tondo ϕ 16 controventi di piano



$N_{ED} = 11 \text{ kN}$ trazione massima

$A = 2 \text{ cm}^2$

S 275

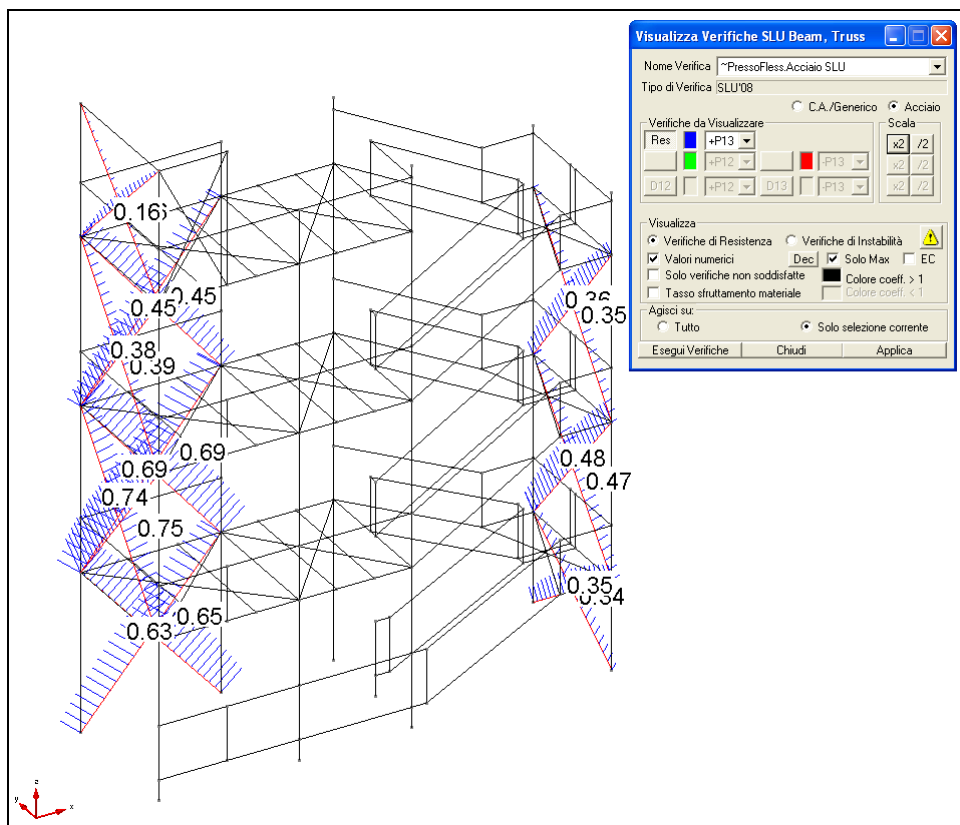
$f_{yk} = 2.750 \text{ daN/cm}^2$

$\gamma_{M0} = 1,05$

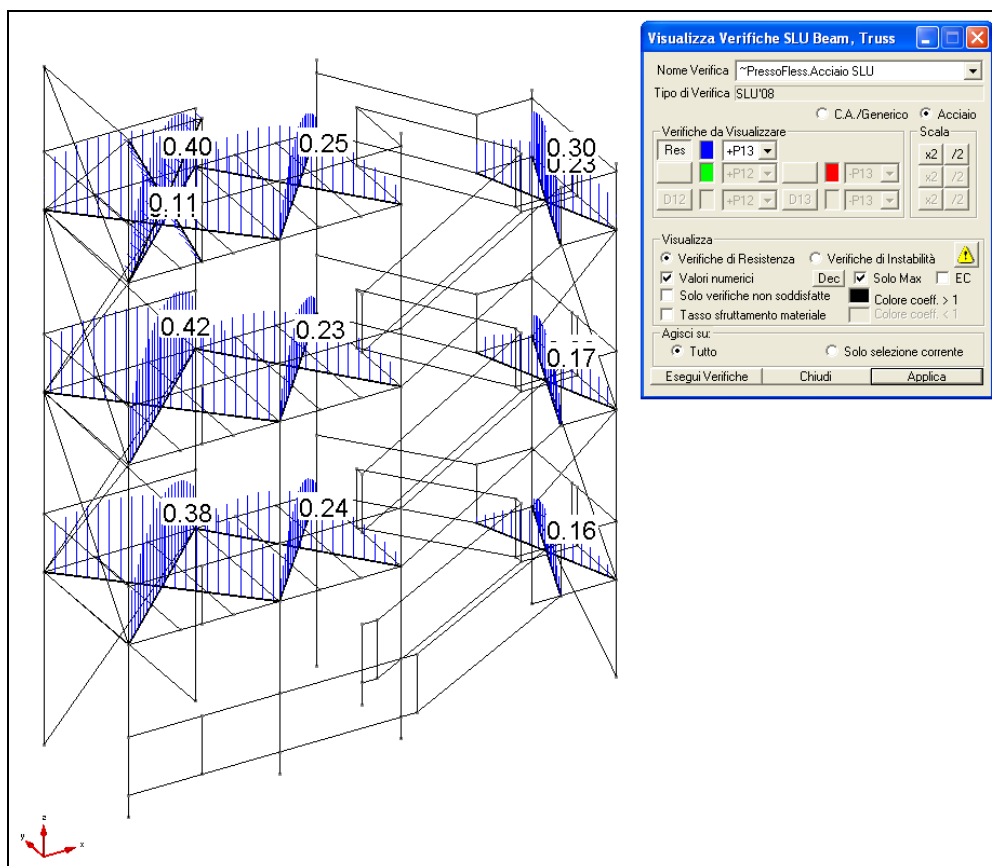
$N_{Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 52 \text{ kN} > N_{Ed}$

$$11 / 52 = 0,21 < 1 \quad (\text{VERIFICA SODDISFATTA})$$

Si riportano tutte le verifiche dei controventi:



$N_{Ed}/N_{Rd} < 1$ verificato



$N_{Ed}/N_{Rd} < 1$ verificato

Verifica Pedate - Lamiera 5 mm

I gradini saranno formati da lamiera pressopiegata da 5 mm con pedate larghe 31 cm e una larghezza della rampa di $L=120$ cm.

- $G_1 = 0,31 \times 0,005 \times 7850 = 12$ daN/ml (peso proprio lamiera)
- $G_2 = 0,31 \times 30$ daN/mq = 10 daN/ml (eventuale carico permanente)
- $Q_{1k} = 0,31 \times 400$ daN/mq = 124 daN/ml (Folla)

Combinazione SLU

$$\gamma_{G1} = \gamma_{G2} = 1,3$$

$$\gamma_{Q1} = 1,5$$

$$q = (22 \cdot 1,3 + 124 \cdot 1,5) = 215 \text{ daN/m}$$

$$M_{Ed} = ql^2/8 = 0,39 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = ql/2 = 1,3 \text{ kN}$$

Verifica a flessione della lamiera

$$B = 31 \text{ cm}$$

$$H = 0,5 \text{ cm}$$

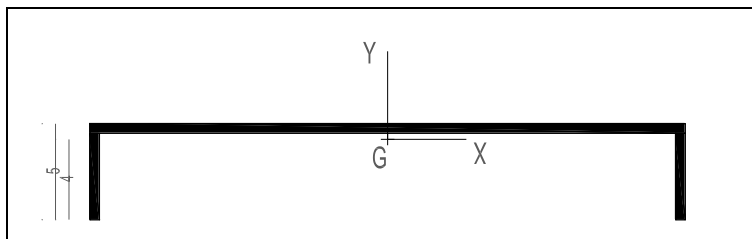
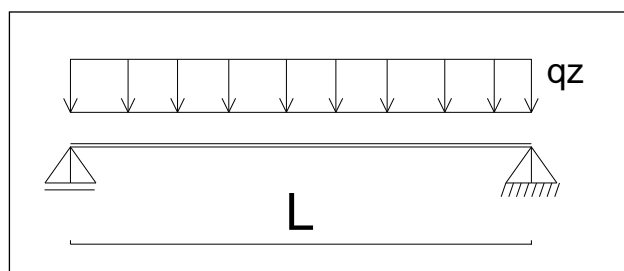
$$A = 20 \text{ cm}^2$$

$$W_{el} = 7,4 \text{ cm}^3$$

$$J = 29,7 \text{ cm}^4$$

$$S275 \text{ --- } \gamma_s = 1,05 \quad f_{yk} = 2.750 \text{ daN/cm}^2$$

$$M_{Rd} = W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_s = 1,9 \text{ daNm} > M_{Ed} \quad \textbf{(VERIFICA SODDISFATTA)}$$



Verifica a taglio della trave

$$V_{Ed} = 1,1 \text{ kN}$$

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 302 \text{ kN} > V_{Ed} \quad \textbf{(VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Verifica di deformabilità pedata lamiera

$$q_{SLE} = 115 \text{ daN/m}$$

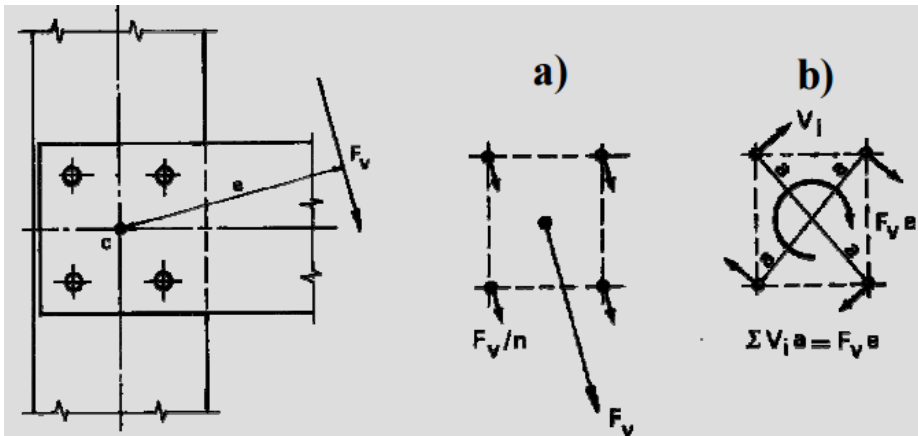
$$f = 5/384 \cdot ql^4/EJ = 0,05 \text{ cm} < 0,4 \text{ cm} = L/300 \quad \textbf{(VERIFICA SODDISFATTA)}$$

3. VERIFICA DEI COLLEGAMENTI

Collegamento Cosciale UPN 200 – Pilastro HEA 200

Il collegamento è formato da 4 bulloni M 14 cl. 8.8.

Il collegamento è sollecitato da due Tagli Sollecitanti nelle due direzioni a SLV, più il momento flettente del cosciale che si concretizza in momento torcente nei 4 bulloni:



DISTRIBUZIONE DELLA COMPONENTE TORCENTE

MOMENTO TORCENTE AGENTE

DISTANZA DEL BULLONE DAL BARICENTRO

SFORZO DI TAGLIO SUL SINGOLO BULLONE

NUMERO DI SEZIONI RESISTENTI DELL'UNIONE

$$V_{T,i} = \frac{T a_i}{n_V \sum_{i=1}^n a_i^2}$$

DERIVA DA EQUILIBRIO ALLA ROTAZIONE: $T = n_V \sum_{i=1}^n V_{T,i} a_i$

COLLEGAMENTO COSCIALI - PILASTRO

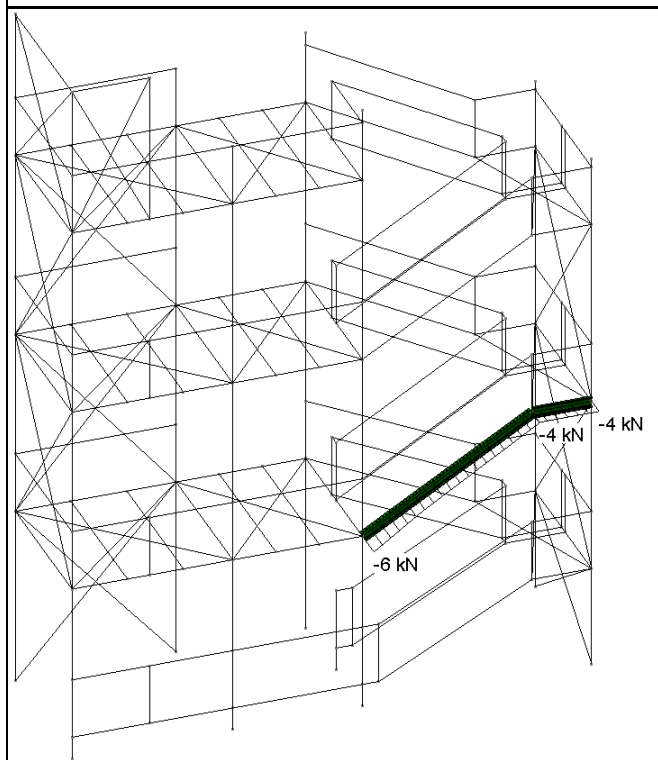
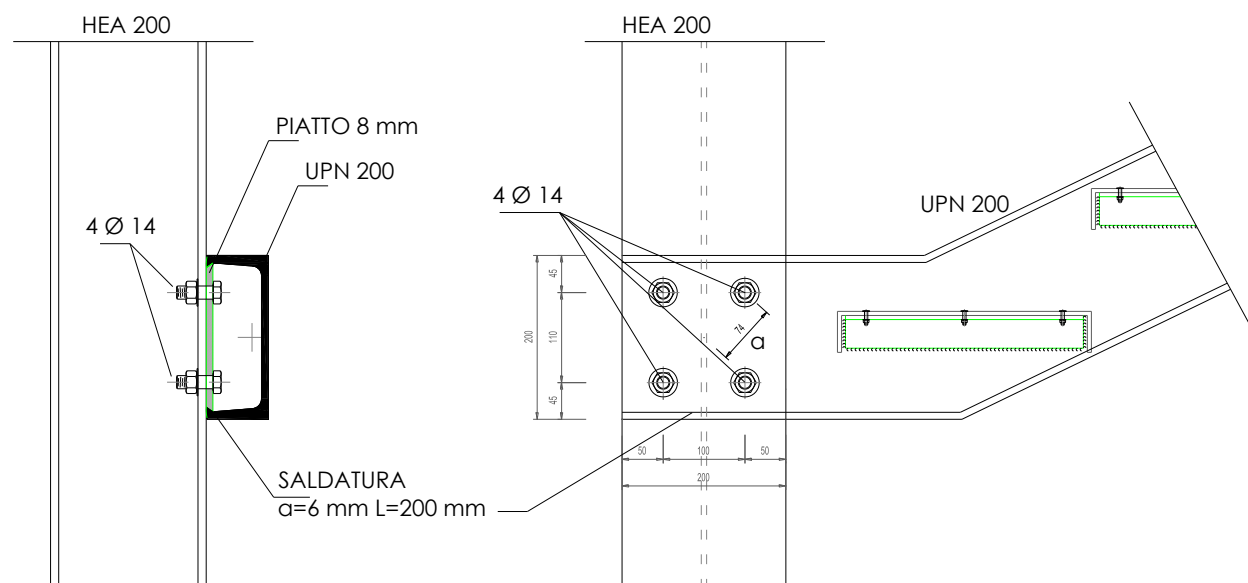


Figura 62 - SORZO NORMALE N

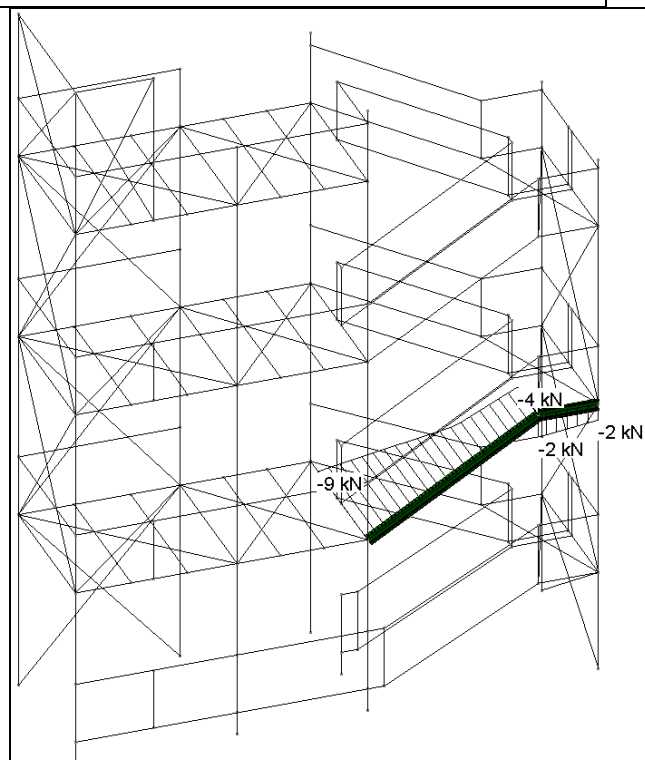


Figura 63 - TAGLIO V

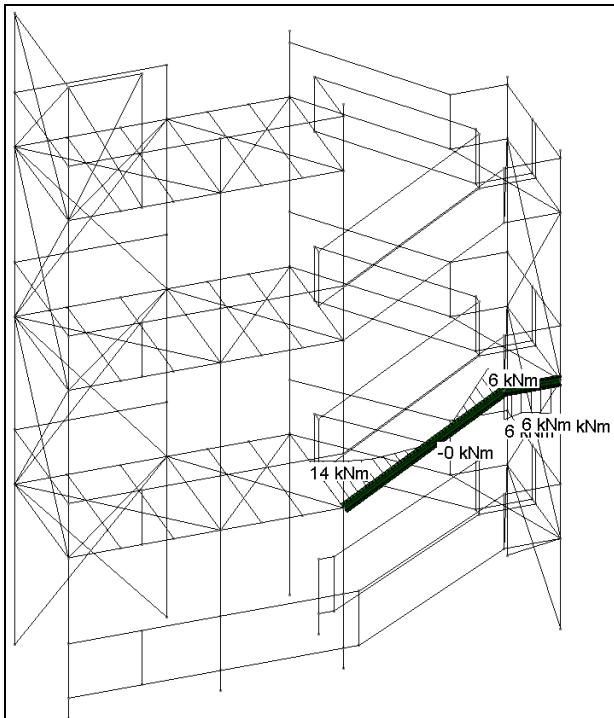


Figura 64 - MOMENTO M

$$V_{xEd} = 6 \text{ kN}$$

$$V_{yEd} = 9 \text{ kN}$$

$$M_x = 14 \text{ kNm}$$

Il taglio derivante dalle due azioni complanari su un singolo bullone vale:

$$V_{tot,1} = (\sqrt{V_{xEd}^2 + V_{yEd}^2})/4 = 3 \text{ kN}$$

$n_v = 4$ numero sezioni resistenti

Il taglio derivante dal momento torcente è:

$$a = 7,4 \text{ cm}$$

$$\Sigma a^2 = 219 \text{ cm}^2$$

$$V_{tot,2} = \frac{Ma}{n_v \Sigma a^2}$$

$$V_{tot,2} = 12 \text{ kN}$$

$$F_{V,Ed} = \sqrt{V_{tot,1}^2 + V_{tot,2}^2} = 12,4 \text{ kN} \rightarrow \text{taglio sollecitante di progetto SLV}$$

Resistenza a taglio degli ancoraggi: Bulloni classe 8.8 diametro $\phi=14$ mm

$$A_{res}=1,15 \text{ cm}^2$$

$$f_{tb}= 8.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 44 \text{ kN}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$$F_{v,Ed} = 12,4 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 44 \text{ kN} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica a rifollamento della piastra

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

$$F_{v,Ed} = 12,4 \text{ kN}$$

$$d=14 \text{ mm}$$

$$t=8 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M2}=1,25$$

$F_{v,Ed}$ = forza scambiata tra vite e piastra considerata

$F_{b,Rd}$ = resistenza di calcolo a rifollamento della piastra dell'unione considerata

f_{tk} = resistenza a rottura del materiale della piastra

γ_{M2} = coefficiente di sicurezza = 1.25

t = spessore della piastra; d = diametro nominale della vite

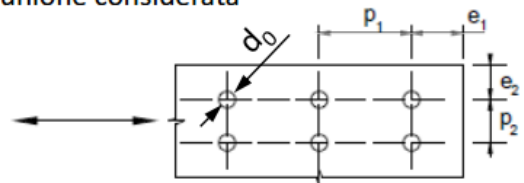
$\alpha = \min \{e_1/(3d_0); f_{tb}/f_{tk}; 1\}$ per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato

$\alpha = \min \{p_1/(3d_0) - 0.25; f_{tb}/f_{tk}; 1\}$ per bulloni interni nella direzione del carico applicato

$k = \min \{2.8 e_2/d_0 - 1.7; 2.5\}$ per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico

$k = \min \{1.4 p_2/d_0 - 1.7; 2.5\}$ per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico

$d_0 = d+1 \text{ mm}$ con $d \leq 14 \text{ mm}$; $d+2 \text{ mm}$ con $16 \text{ mm} \leq d \leq 24 \text{ mm}$; $d+3 \text{ mm}$ con $d \geq 27 \text{ mm}$



$$\alpha = 1$$

$$k = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = 96 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 12,4 \text{ kN} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica a taglio della piastra

$$F_{v,Ed} = 12,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = A_v f_{yk} / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}$$

$$F_{v,Ed} = 12,4 \text{ kN}$$

$$A_v = 0,8 \times 20 \text{ cm} = 16 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_{M0}=1,05$$

$$V_{Rd}=240 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 12,4 \text{ kN} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

I 4 ϕ 14 sono fissati al pilastro tramite un piatto da 8 mm saldato all'UPN 200, con saldature a cordone spesse $a=6$ mm

Verifica della saldatura del piatto d'attacco

Criterio semplificato (par. 4.2.76)

$$F_{w,Rd} = af_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2})$$

$$L_w = 2 \times 150 \text{ mm} = 300 \text{ mm}$$

$$F_{w,Ed} = 12400 \text{ N} / 300 \text{ mm} = 41 \text{ N/mm}$$

Si adotta cordone d'angolo avente lato $a'=6$ mm

$$a = a' \cdot \sqrt{2}/2 = 4,2 \text{ mm area di gola}$$

$$f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta = 0,85$$

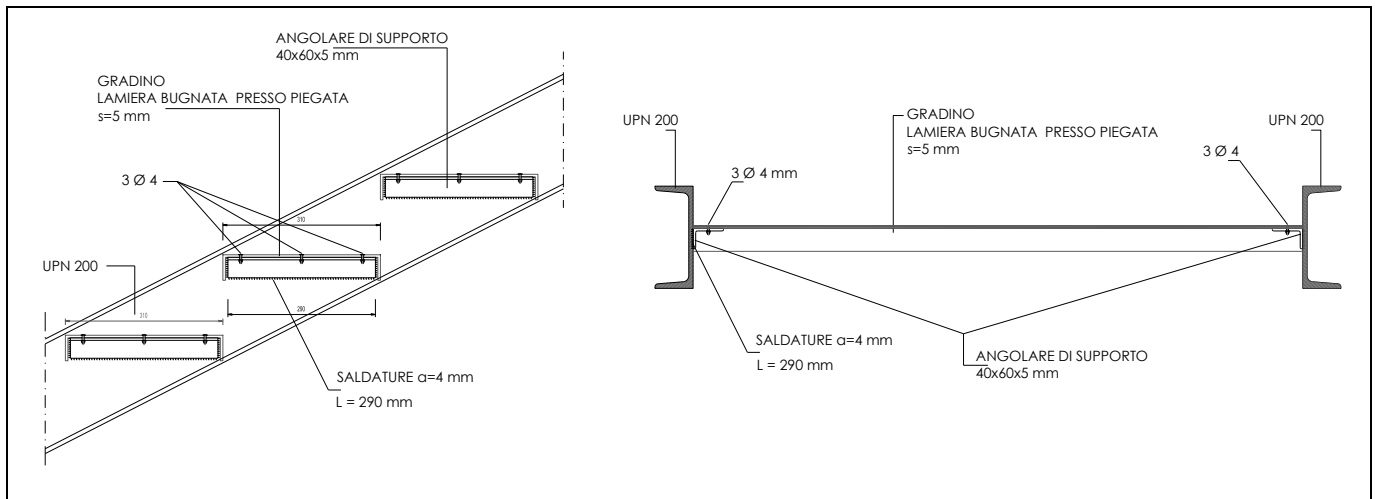
$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$$F_{w,Rd} = 1.530 \text{ N/mm}$$

$$F_{w,Ed} / F_{w,Rd} = 41/1.530 = 0,03 \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Collegamento Gradini - cosciale

I gradini in lamiera presso-piegata sono fissati per lato tramite 3 bulloni M 4 cl. 8.8 ad un angolare 40x60x5 pre-saldato al cosciale UPN 200.



Lo sforzo di taglio a SLV sulle saldature vale:

$V_{Ed} = 1,3 \text{ kN}$ (vedi pag. 83 “verifica pedata-lamiera”)

Verifica della saldatura dell'angolare all'UPN 200

Criterio semplificato (par. 4.2.76)

$$F_{w,Rd} = a f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2})$$

$L_w = 250 \text{ mm}$

$F_{w,Ed} = 1300 \text{ N} / 250 \text{ mm} = 5,2 \text{ N/mm}$

Si adotta cordone d'angolo avente lato $a' = 4 \text{ mm}$

$a = a' \cdot \sqrt{2}/2 = 2,8 \text{ mm}$ area di gola

$f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$

$\beta = 0,85$

$\gamma_{M2} = 1,25$

$F_{w,Rd} = 1.020 \text{ N/mm}$

$F_{w,Ed} / F_{w,Rd} = 5,2 / 1.020 = 0,01 \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$

Verifica a trazione sui bulloni

Resistenza a trazione dei bulloni M 4 che collegano la lamiera dei gradini all'angolare vale

$A_{res} = 0,125 \text{ cm}^2$

$f_{tb} = 8.000 \text{ daN/cm}^2$

$F_{v,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} \times n_b = 21,6 \text{ kN}$

$\gamma_{M2} = 1,25$

$$n_b = 3$$

$$F_{V,Ed} = 1,1 \text{ kN} < F_{V,Rd} = 21,6 \text{ kN} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Collegamento traversi HEA 140 – Pilastro HEA 200

I traversi HEA 140 sono ancorati ai pilastri tramite piastre nervate da 10 mm, 4 bulloni M20 e una piastra 260x180x8 mm. Si verifica il collegamento soggetto a taglio e momento flettente, pertanto nei bulloni vi è azione combinata di taglio e trazione.

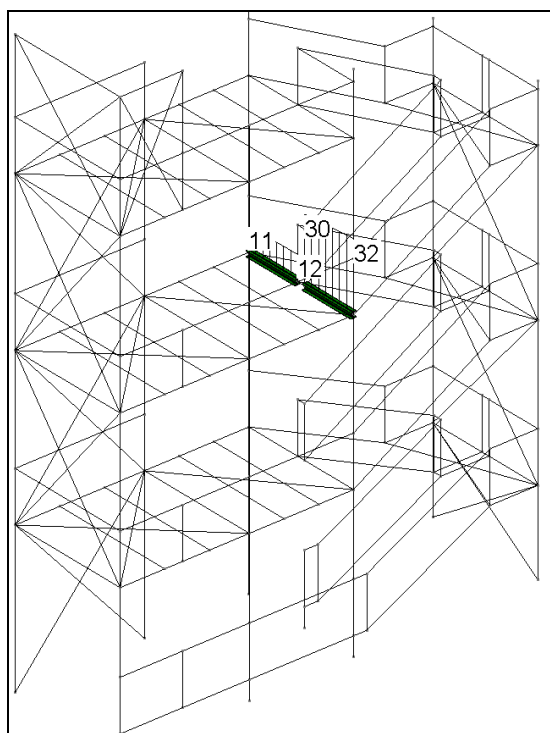
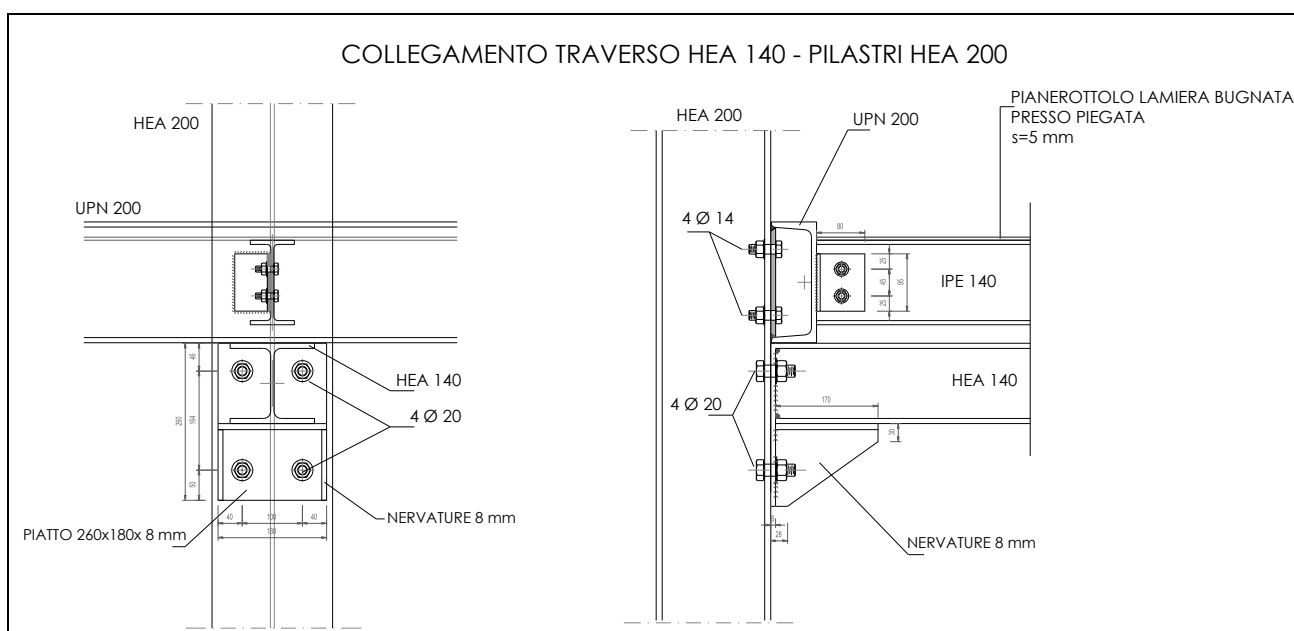


Figura 65 - Taglio V

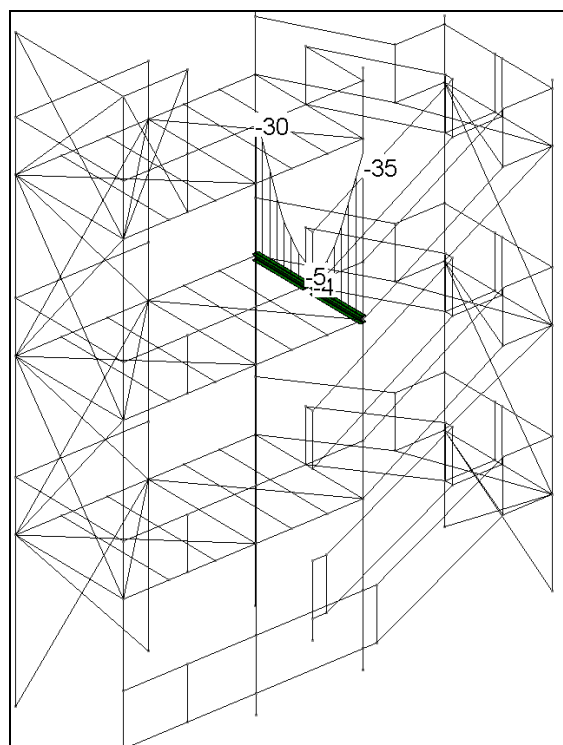
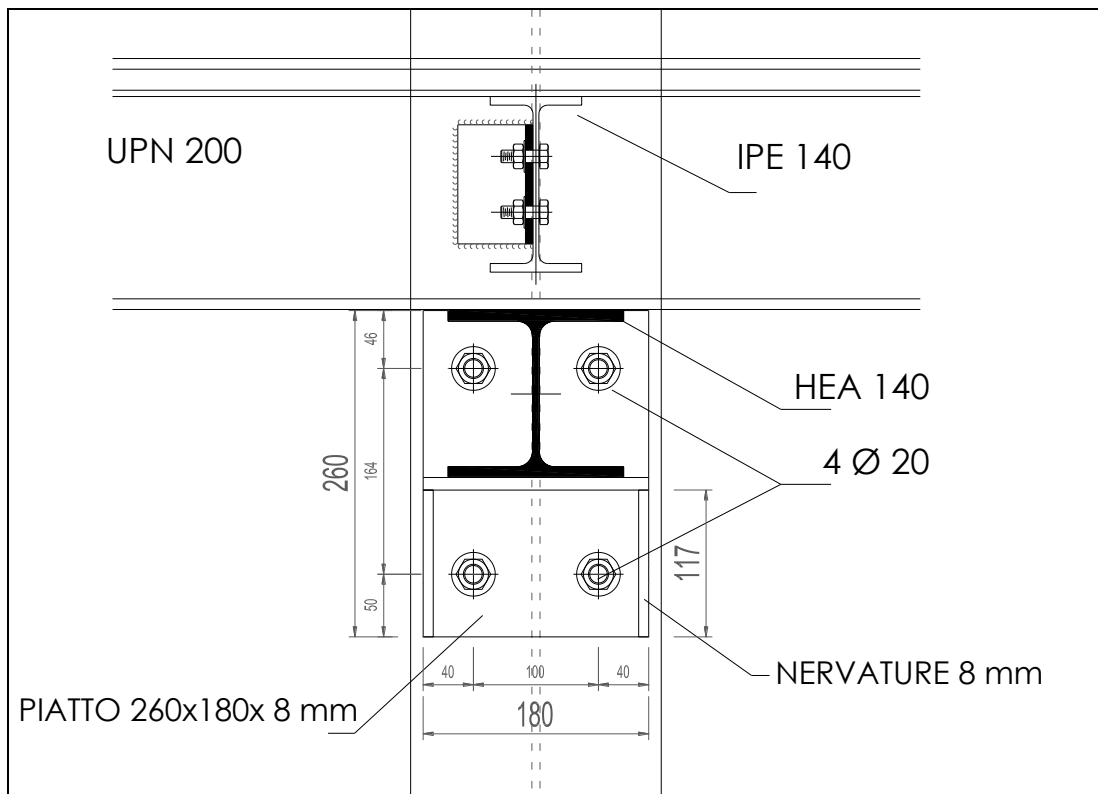


Figura 66 - Momento M



$$V_{yEd} = 32 \text{ kN}$$

$$M_x = 35 \text{ kNm}$$

Taglio su un bullone: $V_{yEd} = 32 \text{ kN} / 4 \rightarrow F_{v,Ed} = 8 \text{ kN}$

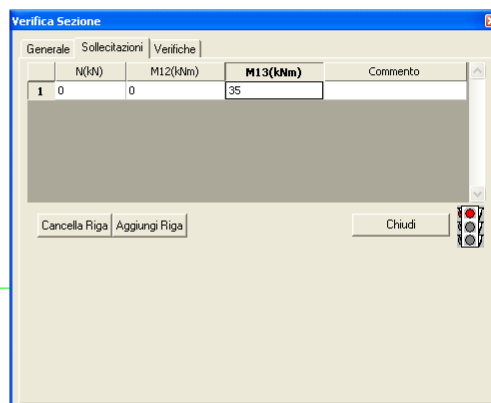
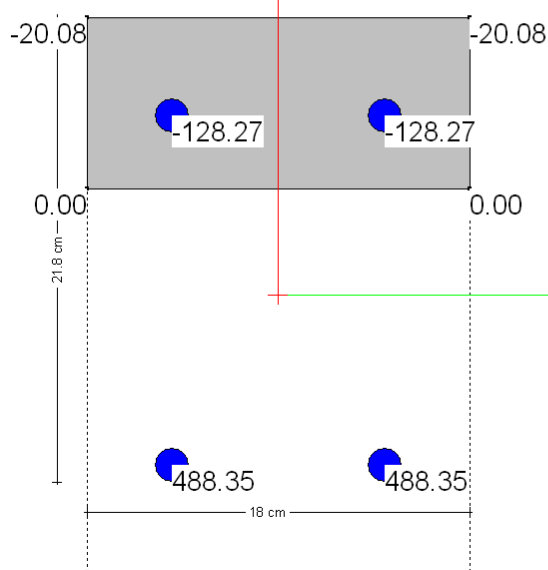
Sezione: PIATTO 1 - Sezione Basematura 1

$M13 = 35.000000 \text{ kNm}$ $M12 = 0.000000 \text{ kNm}$ $N = 0.000000 \text{ kN}$

Coordinate Asse Neutro: Pt1(9 cm, 4.98844 cm) - Pt2(-9 cm, 4.98844 cm)

Pt.o appl.N Baricentro sezione omog.: $X = 0.000000 \text{ cm}$ $Y = 0.0409886 \text{ cm}$

Unità di misura Tensioni (N/mm²)



Per effetto del momento flettente, facendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'asse neutro, la trazione massima nei bulloni inferiori vale:

$\sigma_b = 489 \text{ N/mm}^2$ pertanto l'azione di trazione sul singolo bullone M16 vale:

$$F_{t,Ed} = 489 \times 201 \text{ mm}^2 = 98 \text{ kN}$$

Resistenza **a taglio** degli ancoraggi: Bulloni classe 8.8 diametro $\phi=16 \text{ mm}$

$$A_{res} = 2,45 \text{ cm}^2$$

$$f_{tb} = 8.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 94 \text{ kN}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

Resistenza **a trazione** degli ancoraggi: Bulloni classe 8.8 diametro $\phi=16 \text{ mm}$

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 141 \text{ kN}$$

AZIONE COMBINATA TAGLIO+TRAZIONE

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

con $\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$

$F_{t,Ed}$ = forza di trazione agente sulla vite

$F_{v,Ed}$ = forza di taglio agente sulla vite

$F_{t,Rd}$ = resistenza a trazione della vite

$F_{v,Rd}$ = resistenza a taglio della vite

$$8 / 94 + 98 / (1,4 \times 141) = 0,58 \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica a rifollamento della piastra

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

$$F_{v,Ed} = 12,4 \text{ kN}$$

$$d = 20 \text{ mm}$$

$$t = 8 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M2}=1,25$$

$F_{v,Ed}$ = forza scambiata tra vite e piastra considerata

$F_{b,Rd}$ = resistenza di calcolo a rifollamento della piastra dell'unione considerata

f_{tk} = resistenza a rottura del materiale della piastra

γ_{M2} = coefficiente di sicurezza = 1.25

t = spessore della piastra; d = diametro nominale della vite

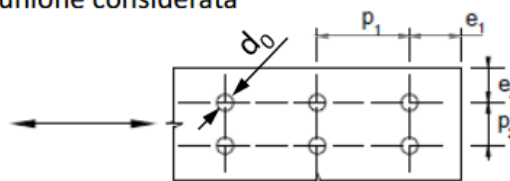
$\alpha = \min \{e_1/(3d_0); f_{tb}/f_{tk}; 1\}$ per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato

$\alpha = \min \{p_1/(3d_0) - 0.25; f_{tb}/f_{tk}; 1\}$ per bulloni interni nella direzione del carico applicato

$k = \min \{2.8 e_2/d_0 - 1.7; 2.5\}$ per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico

$k = \min \{1.4 p_2/d_0 - 1.7; 2.5\}$ per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico

$d_0 = d+1$ mm con $d \leq 14$ mm; $d+2$ mm con 16 mm $\leq d \leq 24$ mm; $d+3$ mm con $d \geq 27$ mm



$$\alpha = 1$$

$$k = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = 137 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 8 \text{ kN} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica a taglio della piastra

$$F_{v,Ed} = 8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = A_v f_{yk} / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}$$

$$A_v = 0,8 \times 18 \text{ cm} = 14,4 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_{M0}=1,05$$

$$V_{Rd}=217 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 8 \text{ kN} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica dei piatti di nervatura

Il momento d'inerzia delle nervature rispetto all'HEA 140 è:

$$J=2 \cdot (J_i + A \cdot d^2) = 2 \cdot (107 + 1.348) = 2.910 \text{ cm}^4$$

$$s=8 \text{ mm}$$

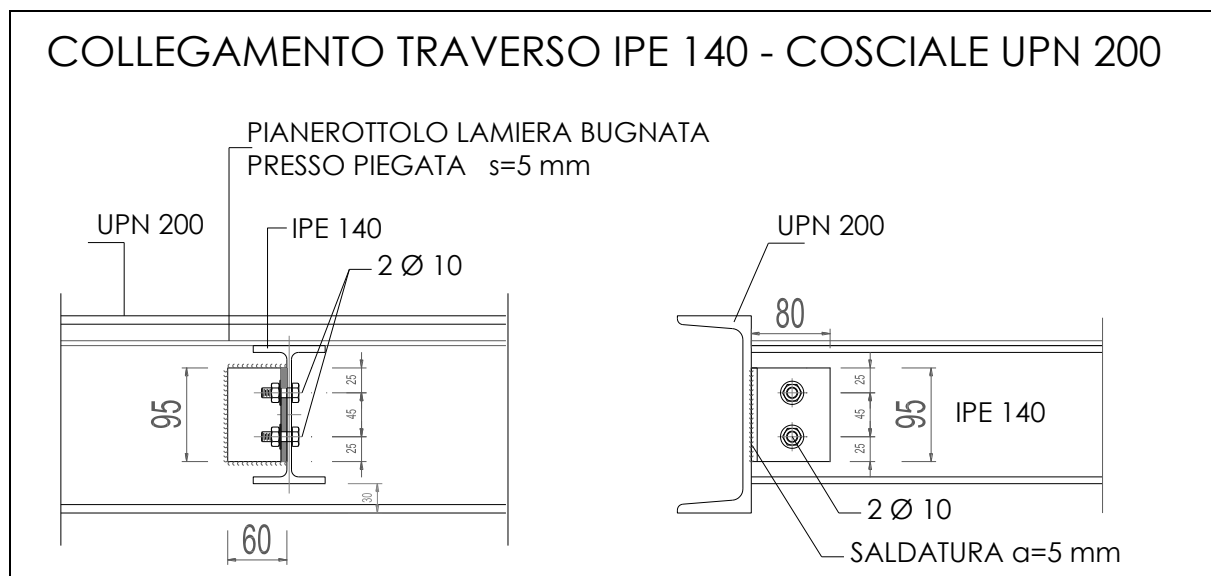
$$h=117 \text{ mm}$$

$$A= 1.170 \text{ mm}^2$$

$$d= 120 \text{ mm}$$

$$W=J / h_i = 2.910 / 11 \text{ cm} = 265 \text{ cm}^3$$

Collegamento trasverso IPE 140 – cosciale UPN 200



Il collegamento è realizzato tramite 2 bulloni M10 cl. 8.8 e una squadretta 80x60x6 saldata all'UPN 200.

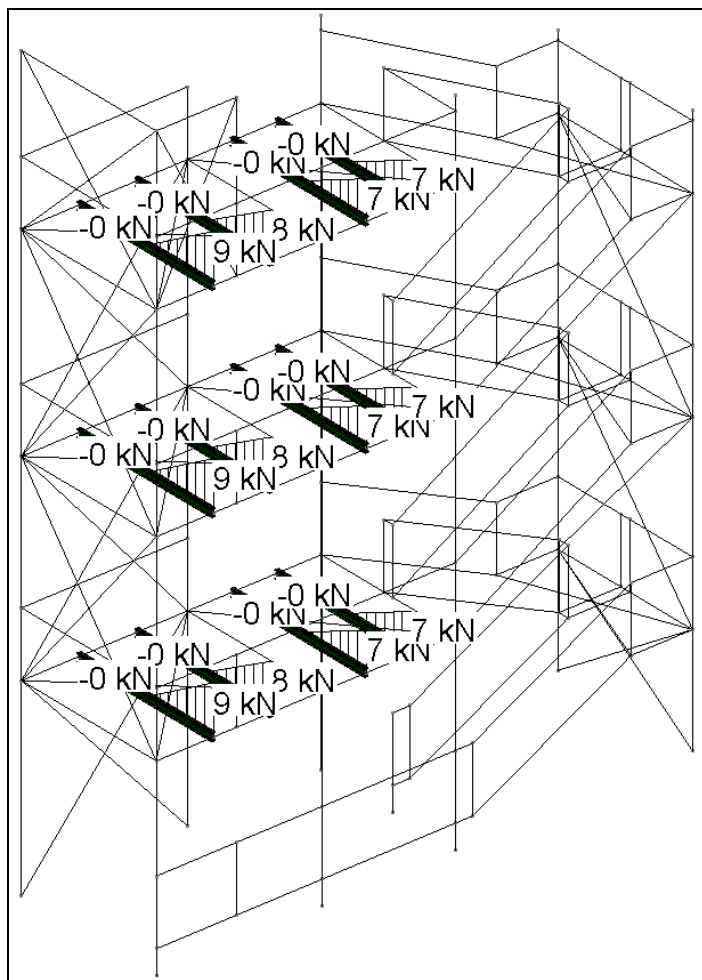


Figura 67 - Taglio V

$$V_{Ed} = 9 \text{ kN}$$

$$n_b = 2$$

$$F_{Ed,v} = V_{Ed} / 2 = 4,5 \text{ kN}$$

Resistenza **a taglio** degli ancoraggi: Bulloni classe 8.8 diametro $\phi = 10 \text{ mm}$

$$A_{res} = 0,67 \text{ cm}^2$$

$$f_{tb} = 8.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 26 \text{ kN} > F_{Ed,v} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

Verifica della saldatura dell'angolare

$$V_{Ed} = 9 \text{ kN}$$

Criterio semplificato (par. 4.2.76)

$$F_{w,Rd} = a f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2})$$

$$L_w = 80 \text{ mm}$$

$$F_{w,Ed} = 9000 \text{ N} / 80 \text{ mm} = 113 \text{ N/mm}$$

Si adotta cordone d'angolo avente lato $a' = 5 \text{ mm}$

$$a = a' \cdot \sqrt{2} / 2 = 3,5 \text{ mm area di gola}$$

$$f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta = 0,85$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$$F_{w,Rd} = 818 \text{ N/mm} > F_{w,Ed} = 113 \text{ N/mm} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica a rifollamento della piastra

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

$$F_{v,Ed} = 9 \text{ kN}$$

$$d = 10 \text{ mm}$$

$$t = 6 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

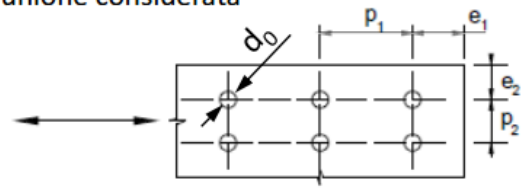
$F_{v,Ed}$ = forza scambiata tra vite e piastra considerata

$F_{b,Rd}$ = resistenza di calcolo a rifollamento della piastra dell'unione considerata

f_{tk} = resistenza a rottura del materiale della piastra

γ_{M2} = coefficiente di sicurezza = 1.25

t = spessore della piastra; d = diametro nominale della vite



$\alpha = \min \{e_1/(3d_0); f_{tb}/f_{tk}; 1\}$ per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato

$\alpha = \min \{p_1/(3d_0) - 0.25; f_{tb}/f_{tk}; 1\}$ per bulloni interni nella direzione del carico applicato

$k = \min \{2.8 e_2/d_0 - 1.7; 2.5\}$ per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico

$k = \min \{1.4 p_2/d_0 - 1.7; 2.5\}$ per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico

$d_0 = d+1$ mm con $d \leq 14$ mm; $d+2$ mm con $16 \text{ mm} \leq d \leq 24$ mm; $d+3$ mm con $d \geq 27$ mm

$$\alpha = 1$$

$$k = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = 51 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 9 \text{ kN} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica a taglio della piastra

$$F_{v,Ed} = 9 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = A_v f_{yk} / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}$$

$$A_v = 0,6 \times 6 \text{ cm} = 3,6 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

$$V_{Rd} = 54 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 8 \text{ kN} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Collegamento pilastro HEA 140 – UPN 200

Nella parte sommitale della struttura si erge un pilastro HEA 140 per la chiusura del parapetto e della lamiera di bordo.

L'HEA 140 è collegato all'UPN tramite una piastra 160x210 mm e 4 bulloni M 10.

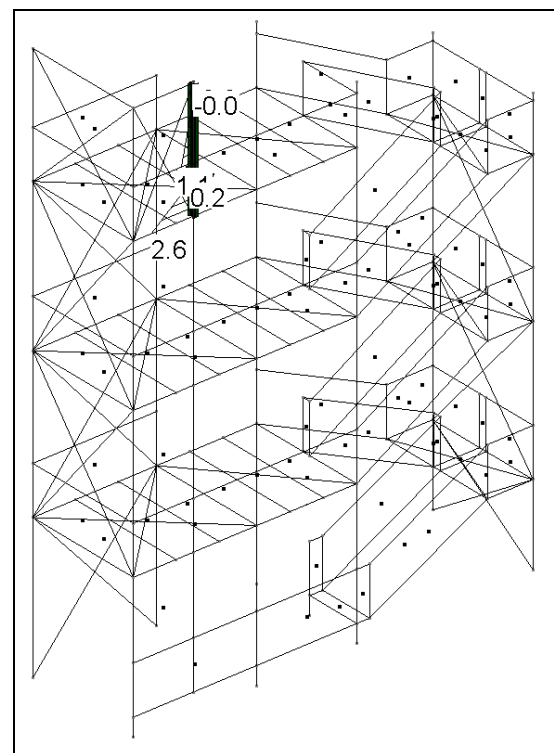
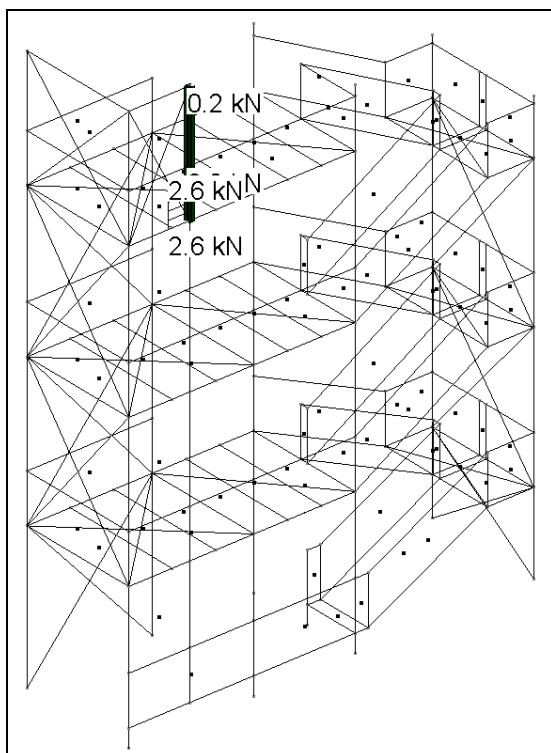
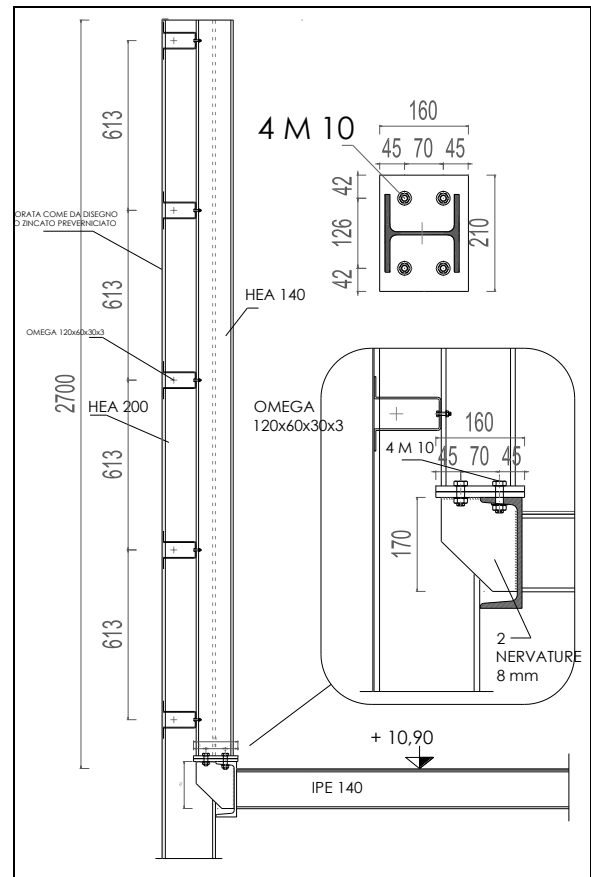
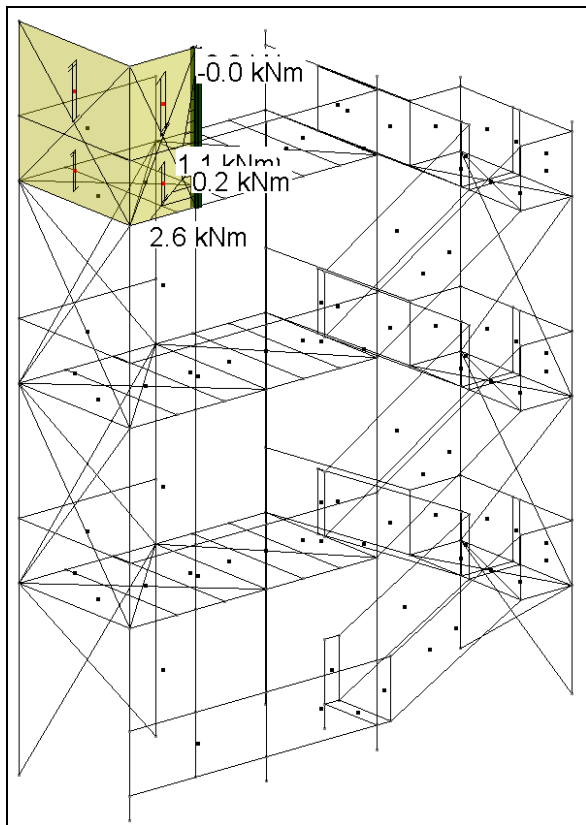


Figura 68 - Taglio V

Figura 69 - Momento M

$$V_{Ed} = 2,6 \text{ kN}$$

$$n_b = 4$$

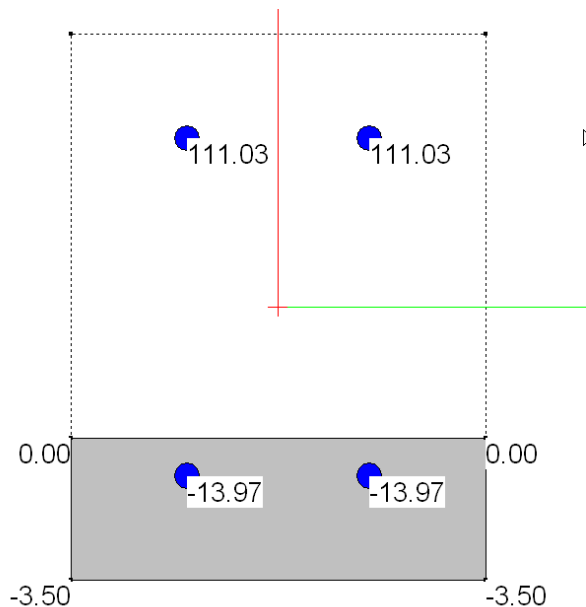
$$F_{Ed,v} = V_{Ed} / 4 = 0,7 \text{ kN} \sim 1 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 2,6 \text{ kNm}$$

Per effetto del momento flettente, facendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'asse neutro, la trazione massima nei bulloni inferiori vale:

$\sigma_b = 111 \text{ N/mm}^2$ pertanto l'azione di trazione sul singolo bullone M10 vale:

$$F_{t,Ed} = 111 \times 67 \text{ mm}^2 = 7,4 \text{ kN}$$



Resistenza **a taglio** degli ancoraggi: Bulloni classe 8.8 diametro $\phi=10 \text{ mm}$

$$A_{res} = 0,67 \text{ cm}^2$$

$$f_{tb} = 8.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 25 \text{ kN}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

Resistenza a **trazione** degli ancoraggi: Bulloni classe 8.8 diametro $\phi=10 \text{ mm}$

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 38 \text{ kN}$$

**AZIONE COMBINATA
TAGLIO+TRAZIONE**

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

con $\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$

$F_{t,Ed}$ = forza di trazione agente sulla vite

$F_{v,Ed}$ = forza di taglio agente sulla vite

$F_{t,Rd}$ = resistenza a trazione della vite

$F_{v,Rd}$ = resistenza a taglio della vite

$$1 / 25 + 7,4 / (1,4 \times 38) = 0,18 \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica a rifollamento della piastra

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

$$F_{v,Ed} = 1 \text{ kN}$$

$$d = 10 \text{ mm}$$

$$t = 8 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$F_{v,Ed}$ = forza scambiata tra vite e piastra considerata

$F_{b,Rd}$ = resistenza di calcolo a rifollamento della piastra dell'unione considerata

f_{tk} = resistenza a rottura del materiale della piastra

γ_{M2} = coefficiente di sicurezza = 1.25

t = spessore della piastra; d = diametro nominale della vite

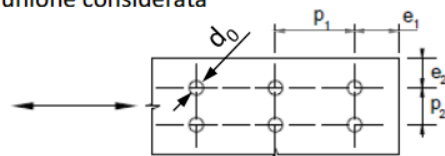
$\alpha = \min \{e_1/(3d_0); f_{tb}/f_{tk}; 1\}$ per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato

$\alpha = \min \{p_1/(3d_0) - 0.25; f_{tb}/f_{tk}; 1\}$ per bulloni interni nella direzione del carico applicato

$k = \min \{2.8 e_2/d_0 - 1.7; 2.5\}$ per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico

$k = \min \{1.4 p_2/d_0 - 1.7; 2.5\}$ per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico

$d_0 = d+1 \text{ mm}$ con $d \leq 14 \text{ mm}$; $d+2 \text{ mm}$ con $16 \text{ mm} \leq d \leq 24 \text{ mm}$; $d+3 \text{ mm}$ con $d \geq 27 \text{ mm}$



$$\alpha = 1$$

$$k = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = 69 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 1 \text{ kN} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica a taglio della piastra

$$F_{v,Ed} = 1 \text{ kN}$$

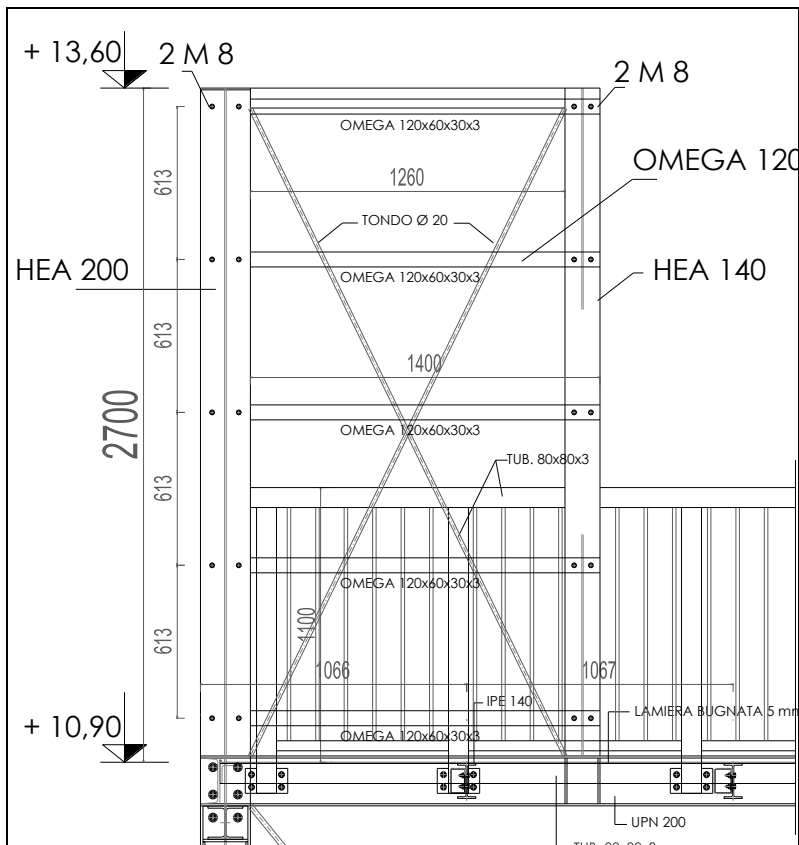
$$V_{Rd} = A_v f_{yk} / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}$$

$$A_v = 0,8 \times 16 \text{ cm} = 12,8 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

$$V_{Rd} = 193 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 1 \text{ kN} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica Omega 60x120x30x3



Per il fissaggio della lamiera si predispone una serie di arcarecci formati da omega 60x120x30x3, posti ad interasse 0,61 m, imbullonati ai due pilastri laterali (HEA200 e HEA 140) tramite 2 M 8 cl. 8.8.

Pressione del Vento

$$p_v = 0,58 \text{ kN/mq}$$

$$i = 0,613 \text{ m}$$

$$L = 1,26 \text{ m}$$

$$\gamma_{Qk1} = 1,5 \text{ coeff. parziale di sicurezza}$$

$$q_v = \gamma_{Qk1} \times p_v \times i = 0,53 \text{ kN/ml}$$

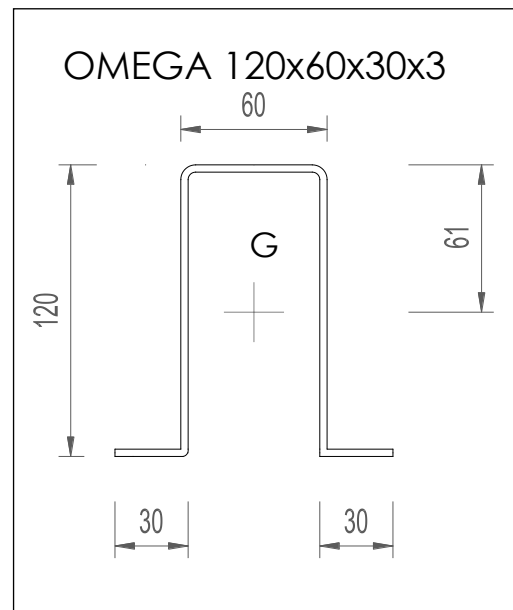
$$M_{Ed} = q_v \cdot L^2 / 8 = 0,11 \text{ kNm}$$

$$J = 192 \text{ cm}^4$$

$$W = 31 \text{ cm}^3$$

$$M_{Rd} = W \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 8 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 0,11 \text{ kNm} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$



Spinta orizzontale della Folla

Si verifica l'omega soggetto alla spinta orizzontale della folla interamente su un arcareccio:

$$H_k = 2,0 \text{ kN/ml}$$

$$L = 1,26 \text{ m}$$

$$\gamma_{Qk1} = 1,5 \text{ coeff. parziale di sicurezza}$$

$$q_f = \gamma_{Qk1} \times p_v = 3,0 \text{ kN/ml}$$

$$M_{Ed} = q_v \cdot L^2 / 8 = 0,60 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = q_v \cdot L / 2 = 2 \text{ kN}$$

$$J = 192 \text{ cm}^4$$

$$W = 31 \text{ cm}^3$$

$$M_{Rd} = W \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 8 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 0,60 \text{ kNm} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Resistenza **a taglio** degli ancoraggi: 2 Bulloni classe 8.8 diametro $\phi = 8 \text{ mm}$

$$F_{v,Ed} = V_{Ed} / 2 = 1 \text{ kN}$$

$$A_{res} = 0,42 \text{ cm}^2$$

$$f_{tb} = 8.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 16 \text{ kN} > F_{v,Ed} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

Verifica a rifollamento della piastra

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

$$F_{v,Ed} = 1 \text{ kN}$$

$$d = 8 \text{ mm}$$

$$t = 3 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

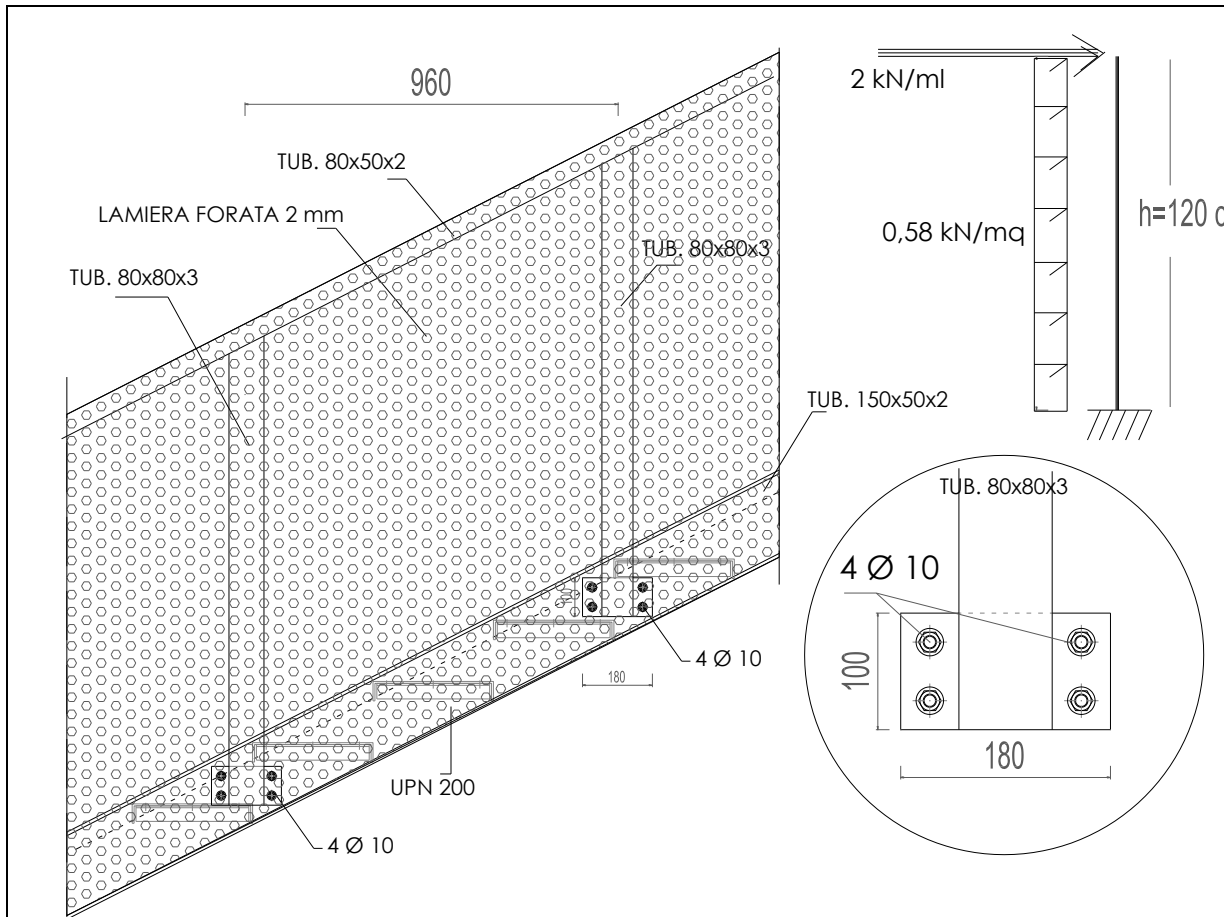
$$\alpha = 1$$

$$k = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = 20 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 1 \text{ kN} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica Parapetto

Il parapetto è formato da montanti tubolari 80x80x3 posti ad interasse 0,96 m, fissati inferiormente all'UPN 200 mediante 4 M 10 e piastre 100x180 mm. Il parapetto è chiuso da una lamiera forata da 2 mm.



Spinta orizzontale della Folla

Si verifica il montante 80x80x3 soggetto alla spinta orizzontale della folla interamente su un montante (carico principale) , più la spinta del vento sovraccarico secondario. Si adotta lo schema statico di una mensola incastrata alla base nell'UPN 200.

$$H_k = 2,0 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{2k} = 0,58 \text{ kN/mq (Vento)}$$

$$h = 1,2 \text{ braccio della spinta sul parapetto}$$

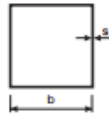
$$i = 1 \text{ ml interasse di carico}$$

$$\gamma_{Qk1} = 1,5 \text{ coeff. parziale di sicurezza}$$

$$\psi_{02} = 0,6$$

$$M_{Ed} = \gamma_{Qk1} \cdot H_k \cdot h + \gamma_{Qk2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{2k} \cdot h^2/2 = 4 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 3,6 \text{ kN}$$



Profilati cavi quadri a freddo EN 10219

Dimensione esterna lati	Spessore	Massa Lineare	Area della sezione metallica	Momento d'inerzia di flessione	Raggio di inerzia	Modulo resistenza campo elastico	Momento d'inerzia di torsione	Modulo di torsione
b mm	s mm	kg/m	A cm ²	I cm ⁴	i cm	W _x cm ³	J cm ⁴	C cm ³
80	3,0	7,07	9,01	87,80	3,12	22,00	140,00	33,00
	4,0	9,22	11,75	111,04	3,07	27,76	180,44	41,84
	5,0	11,27	14,36	131,44	3,03	32,86	217,83	49,68
	6,3	13,51	17,21	148,51	2,94	37,13	260,96	57,90
	7,1	14,89	18,97	158,81	2,89	39,70	284,12	62,33
	8,0	16,36	20,84	168,38	2,84	42,09	307,14	66,61

$$A = 9 \text{ cm}^2$$

$$J = 87,8 \text{ cm}^4$$

$$W = 22 \text{ cm}^3$$

$$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{Rd} = W \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 5,8 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 5,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 4 \text{ kNm} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica a taglio della piastra

$$V_{Ed} = 3,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = A_v f_{yk} / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}$$

$$A_v = 9 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

$$V_{Rd} = 134 \text{ kN} > V_{Ed} = 3,6 \text{ kN} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica della deformazione massima (spinta folla)

$$F = H L^3 / 3 E J = 2 \text{ daN/cm} \times 120^3 / (3 \times 2.100.000 \times 87,8) = 0,006 \text{ cm} < L/500 = 0,24 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

I montanti sono bloccati tramite 4 ϕ 10 sono fissati al pilastro tramite un piatto da 8 mm 180x100 mm, saldato al montante, con saldature a cordone spesse $a=3$ mm

Resistenza **a taglio** degli ancoraggi: 4 Bulloni classe 8.8 diametro $\phi = 10$ mm

$$F_{v,Ed} = V_{Ed} / 4 = 1 \text{ kN}$$

$$A_{res} = 0,67 \text{ cm}^2$$

$$f_{tb} = 8.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 25 \text{ kN} > F_{v,Ed} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

Verifica a rifollamento della piastra

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

$$F_{v,Ed} = 1 \text{ kN}$$

$$d = 10 \text{ mm}$$

$$t = 6 \text{ mm}$$

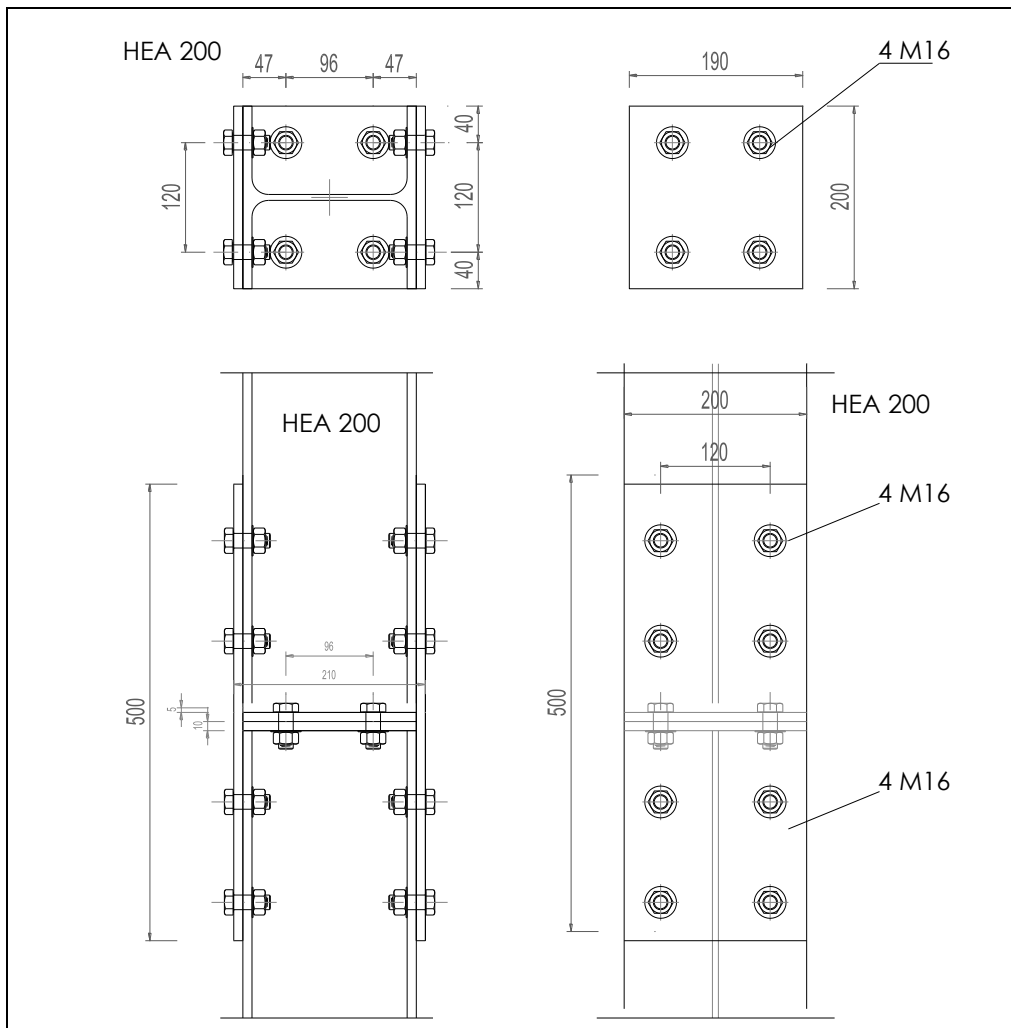
$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$$\alpha = 1$$

$$k = 1,3$$

$$F_{b,Rd} = 26 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 1 \text{ kN} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Collegamento giuntato dei pilastri HEA 200



Il giunto è formato da 2 piastre orizzontali di base 190x200x10 mm giuntate da 4 M16 cl. 8.8. e lateralmente da 2 piatti 500x200x10 mm fissati con 4+4 M 16 cl. 8.8.

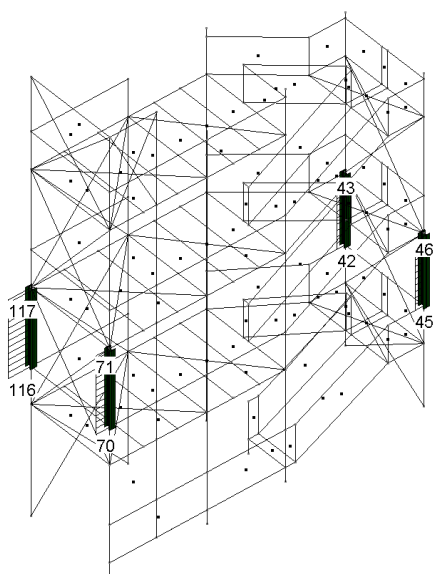


Figura 70- Sforzo Normale

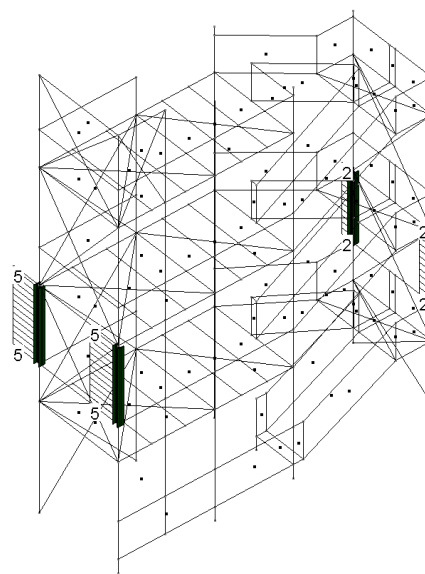


Figura 71 - Taglio V

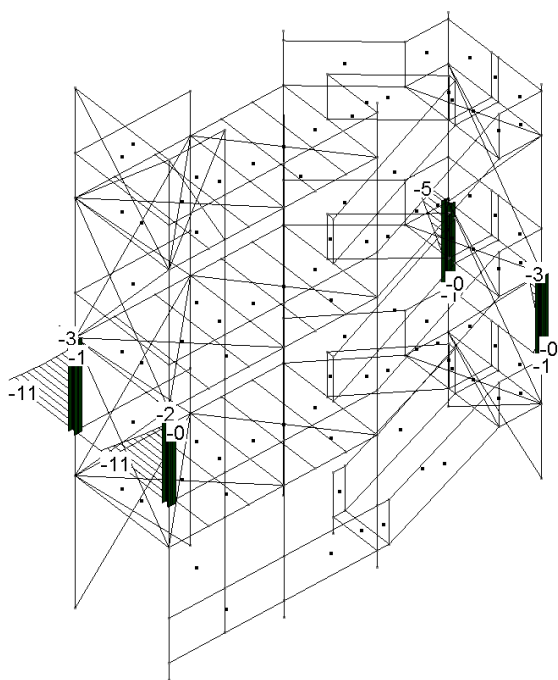


Figura 72 - Momento Mx

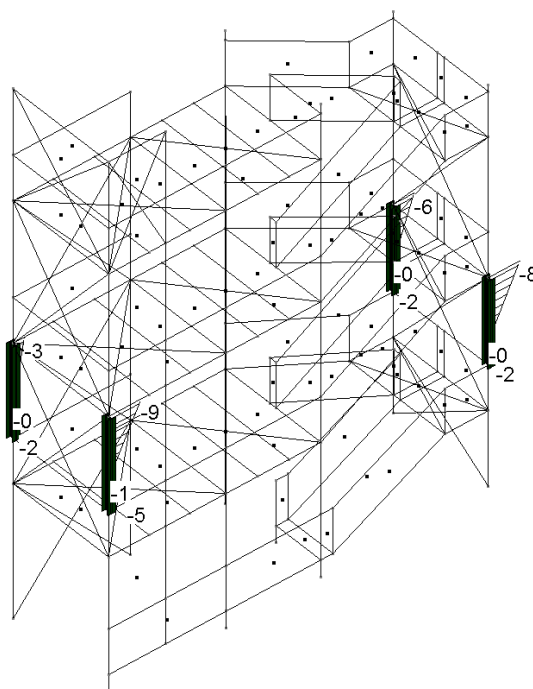


Figura 73 - Momento My

Le sollecitazioni massime SLV in corrispondenza dei giunti sono:

$N_{ED} = + 117 \text{ kN}$ (trazione)

$V_{ED} = 5 \text{ kN}$

$M_{ED,X} = 2 \text{ kNm}$

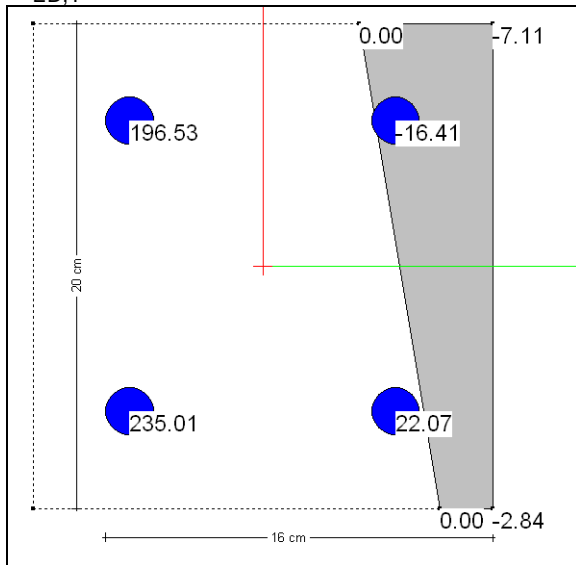
$M_{ED,Y} = 9 \text{ kNm}$

Piastra di base 190x200x10 mm soggetta a tenso-flessione deviata:

$N_{ED} = + 117 \text{ kN}$ (trazione)

$$M_{ED,X} = 2 \text{ kNm}$$

$$M_{ED,Y} = 9 \text{ kNm}$$



Per effetto del momento flettente, facendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'asse neutro, la trazione massima nel bullone più lontano vale:

$\sigma_b = 235 \text{ N/mm}^2$ pertanto l'azione di trazione sul singolo bullone M16 vale:

$$F_{t,Ed} = 235 \times 201 \text{ mm}^2 = 47 \text{ kN}$$

Per effetto del taglio $V_{ED} = 5 \text{ kN} \rightarrow F_{v,Ed} = V / 4 = 1,3 \text{ kN}$

Resistenza **a taglio** degli ancoraggi: Bulloni classe 8.8 diametro $\phi=16 \text{ mm}$

$$A_{res} = 2,45 \text{ cm}^2$$

$$f_{tb} = 8.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 94 \text{ kN}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

Resistenza a **trazione** degli ancoraggi: Bulloni classe 8.8 diametro $\phi=16 \text{ mm}$

$$F_{v,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 141 \text{ kN}$$

**AZIONE COMBINATA
TAGLIO+TRAZIONE**

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$
$$\text{con } \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$F_{t,Ed}$ = forza di trazione agente sulla vite

$F_{v,Ed}$ = forza di taglio agente sulla vite

$F_{t,Rd}$ = resistenza a trazione della vite

$F_{v,Rd}$ = resistenza a taglio della vite

$$1,3 / 94 + 47 / (1,4 \times 141) = 0,25 \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica a rifollamento della piastra

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

$$F_{v,Ed} = 5 \text{ kN}$$

$$d = 16 \text{ mm}$$

$$t = 10 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$$\alpha = 1$$

$$k = 1,4$$

$$F_{b,Rd} = 77 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 5 \text{ kN} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

I bulloni laterali 4+4 M16 mm sono soggetti a taglio nelle due direzioni più il taglio derivante dal momento torcente

$$N_{ED} = + 117 \text{ kN}$$

$$V_{ED} = 5 \text{ kN}$$

$$M = 9 \text{ kNm}$$

$$V_{z,Ed} = N_{ED} / 4 = 29 \text{ kN}$$

$$V_{y,Ed} = V_{ED} / 4 = 1,3 \text{ kN}$$

Il taglio derivante dalle due azioni complanari su un singolo bullone vale:

$$V_{tot,1} = (\sqrt{V_{z,Ed}^2 + V_{y,Ed}^2}) = 30 \text{ kN}$$

Il taglio derivante dal momento torcente è:

$n_v = 4$ si considerano i 4 bulloni più esterni

$$a = 7,5 \text{ cm}$$

$$\Sigma a^2 = 225 \text{ cm}^2$$

$$V_{tot,2} = \frac{Ma}{n_v \Sigma a^2}$$

$$V_{tot,2} = 7,5 \text{ kN}$$

$$F_{V,Ed} = \sqrt{V_{tot,1}^2 + V_{tot,2}^2} = 31 \text{ kN} \rightarrow \text{taglio sollecitante di progetto SLV}$$

Resistenza a taglio degli ancoraggi: Bulloni classe 8.8 diametro $\phi=16 \text{ mm}$

$$A_{res}=1,57 \text{ cm}^2$$

$$f_{tb}= 8.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$F_{V,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 60 \text{ kN}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$$F_{V,Ed} = 31 \text{ kN} < F_{V,Rd} = 60 \text{ kN} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica a rifollamento della piastra

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

$$F_{V,Ed} = 31/4 = 8 \text{ kN}$$

$$d=16 \text{ mm}$$

$$t=10 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M2}=1,25$$

$$\alpha = 1$$

$$k = 1,5$$

$$F_{b,Rd} = 82 \text{ kN} > F_{V,Ed} = 8 \text{ kN} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica a taglio della piastra

$$F_{V,Ed} = 31 \text{ kN}$$

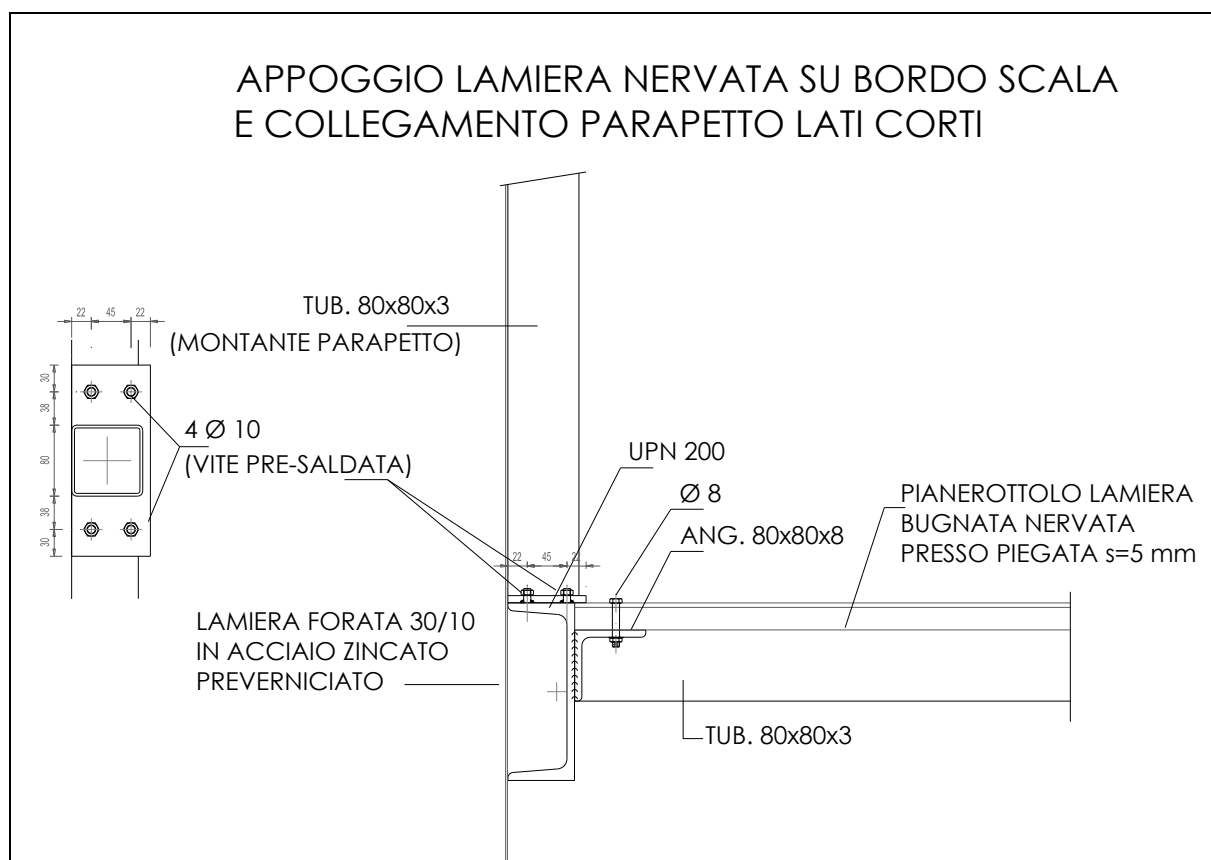
$$V_{Rd} = A_v f_{yk} / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}$$

$$A_v = 1 \times 20 \text{ cm} = 20 \text{ cm}^2$$

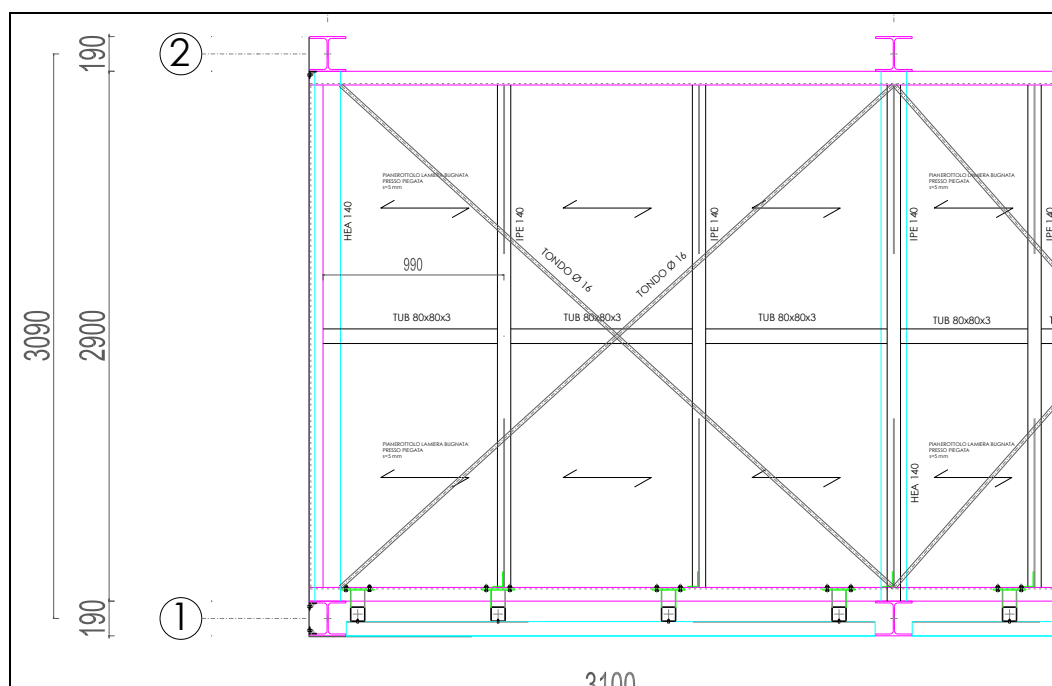
$$\gamma_{M0}=1,05$$

$$V_{Rd} = 298 \text{ kN} > F_{V,Ed} = 31 \text{ kN} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica appoggio lamiera pianerottolo e parapetto lato corto



Nei pianerottoli di sbarco, sul lato corto la lamiera bugnata appoggia su un angolare a L 80x80x8 saldato all'UPN 200. La lamiera è fissata con M 6 passo 33 cm. Considero la luce L=99 cm largo B=309 cm



- $G_1 = 0,31 \times 0,005 \times 7850 = 12 \text{ daN/ml}$ (peso proprio lamiera)
- $G_2 = 0,31 \times 30 \text{ daN/mq} = 10 \text{ daN/ml}$ (eventuale carico permanente)
- $Q_{1k} = 0,31 \times 400 \text{ daN/mq} = 124 \text{ daN/ml}$ (Folla)

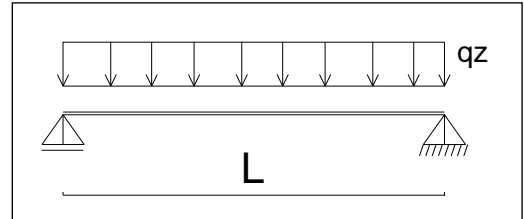
Combinazione SLU

$$\gamma_{G1} = \gamma_{G2} = 1,3$$

$$\gamma_{Q1} = 1,5$$

$$q = 3,09 \times (22 \cdot 1,3 + 124 \cdot 1,5) / 100 = 6,6 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = ql/2 = 3,3 \text{ kN per ogni ml di lamiera}$$



Resistenza a trazione dei bulloni classe 8.8 diametro $\phi=6 \text{ mm}$ posti a passo 33 cm:

$$n_b = 309 / 33 = 9 \text{ bulloni}$$

$$A_{res} = 0,24 \text{ cm}^2$$

$$f_{tb} = 8.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$F_{t,Rd} = n_b \cdot 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 124 \text{ kN}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$$F_{v,Ed} = 3,3 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 124 \text{ kN} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica bulloni parapetto

$$4 \phi 10 \text{ cl. 8.8}$$

$$A = 0,78 \text{ cm}^2$$

$$M_{Ed} = \gamma_{Qk1} \cdot H_k \cdot h + \gamma_{Qk2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{2k} \cdot h^2 / 2 = 4 \text{ kNm}$$

La trazione sui bulloni per effetto del momento è:

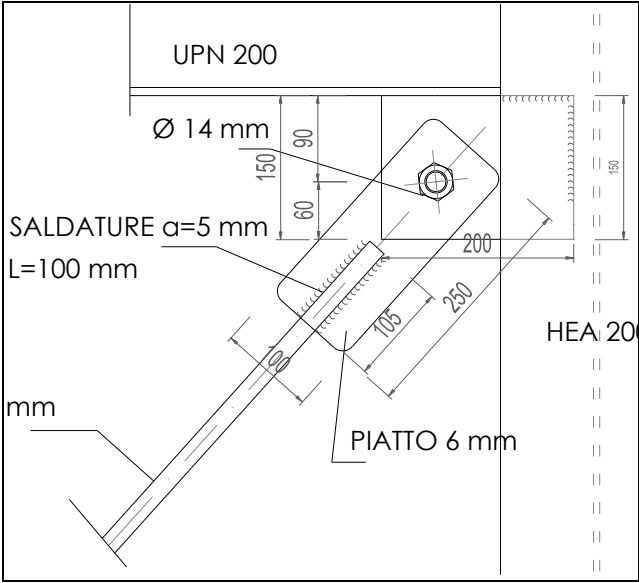
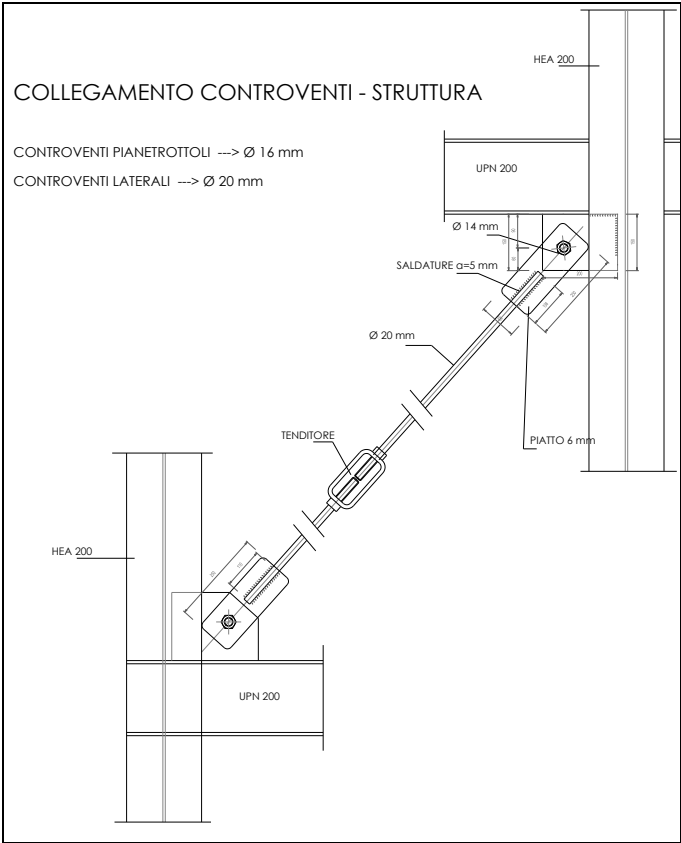
$$V = M / 0,045 \text{ m} = 88 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = 2 \cdot 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A / \gamma_{M2} = \text{kN}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$$F_{t,Ed} = 90 \text{ kN} > V = 88 \text{ kN} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica dei controventi



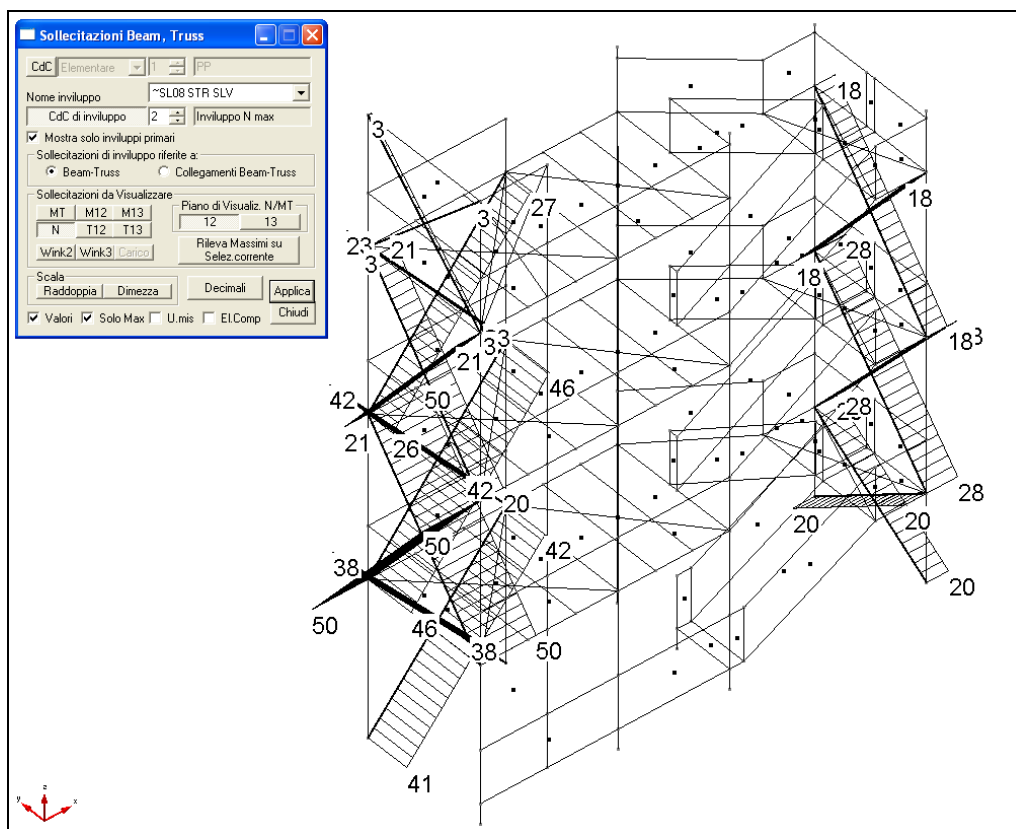


Figura 74 - TRAZIONE TONDO 20 mm

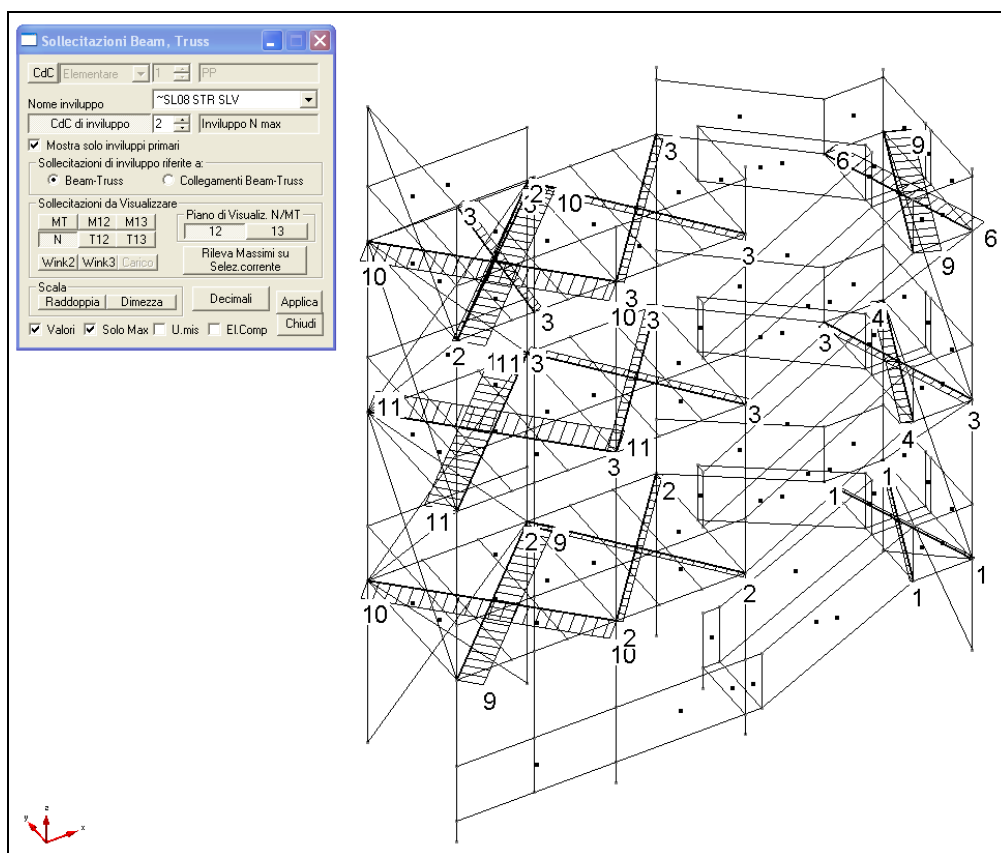


Figura 75 - TRAZIONE TONDO 16 mm

Collegamento bullonato M 14 cl. 8.8

Il Tiro Sollecitante massimo a SLV vale $N_{Ed} = 50 \text{ kN}$

Resistenza a taglio degli ancoraggi: Bulloni classe 8.8 diametro $\phi=14 \text{ mm}$

$$A_{res}=1,15 \text{ cm}^2$$

$$f_{tb}= 8.000 \text{ daN/cm}^2$$

$n_v=2$ piani di taglio

$$F_{v,Rd} = 2 \cdot 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 88 \text{ kN}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$$F_{v,Ed} = 50 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 88 \text{ kN} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica dei collegamenti saldati

Criterio semplificato (par. 4.2.76)

$$F_{w,Rd} = a f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2})$$

$$L_w = 90 \text{ mm}$$

$$F_{w,Ed} = 50.000 \text{ N} / 2 \cdot 90 \text{ mm} = 280 \text{ N/mm}$$

Si adotta cordone d'angolo avente lato $l=5 \text{ mm}$

$$a = l \cdot \sqrt{2}/2 = 3,5 \text{ mm area di gola}$$

$$f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta = 0,85$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$$F_{w,Rd} = 817 \text{ N/mm}$$

$$F_{w,Ed} / F_{w,Rd} = 280/817 = 0,34 \rightarrow \text{(verifica soddisfatta)}$$

Verifica a rifollamento della piastra

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

$$F_{v,Ed} = 50 \text{ kN}$$

$$d = 14 \text{ mm}$$

$$t = 6 \text{ mm}$$

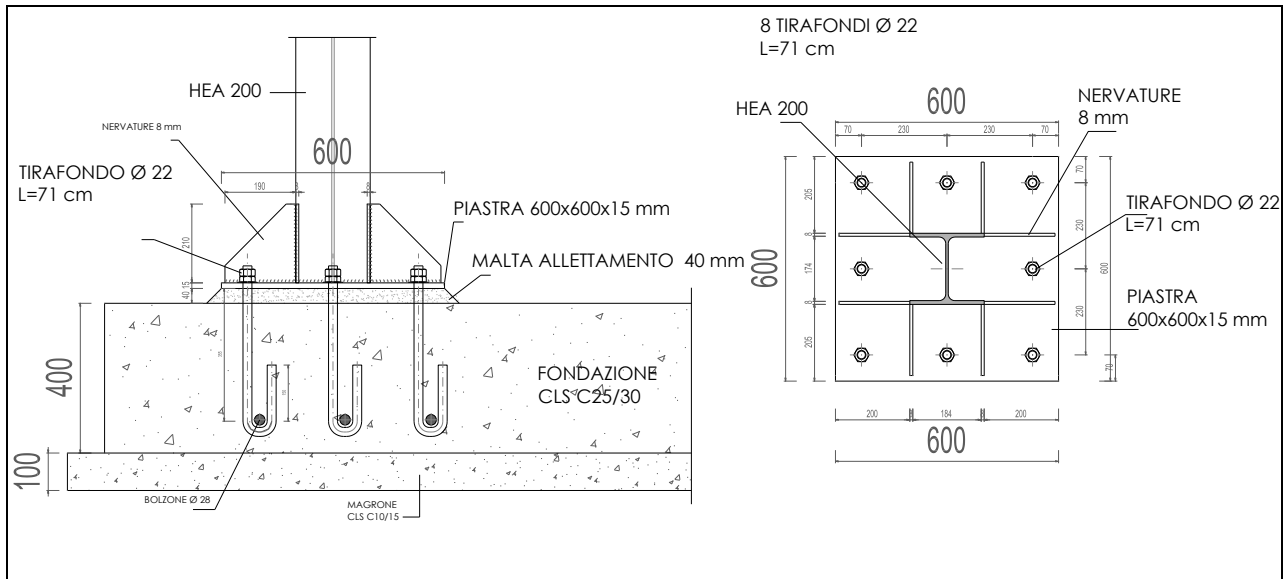
$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$$\alpha = 1$$

$$k = 2,0$$

$$F_{b,Rd} = 58 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 50 \text{ kN} \rightarrow \text{(verifica soddisfatta)}$$

Verifica piastra di fondazione e tirafondi



La struttura è stata calcolata con fattore di comportamento $q=1$, pertanto si adottano le reazioni vincolari a SLV da modello.

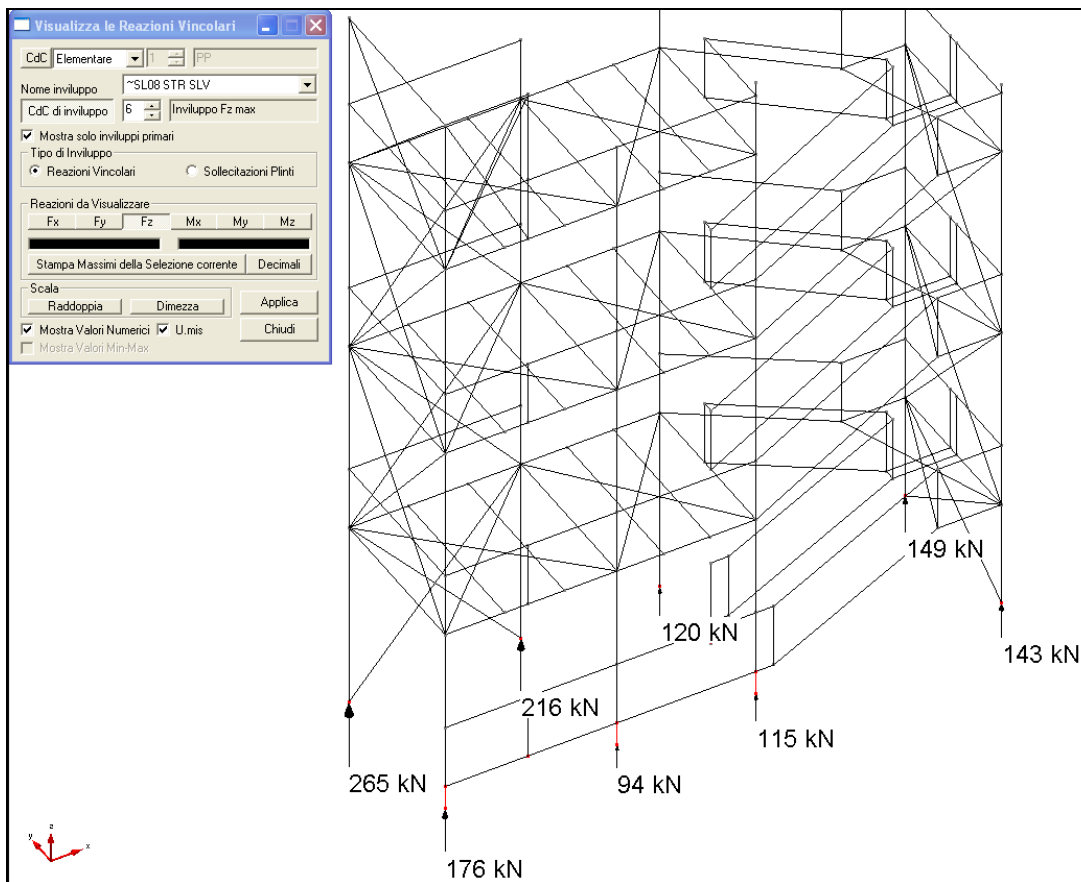


Figura 76 - REAZIONE VERTICALE MASSIMA N

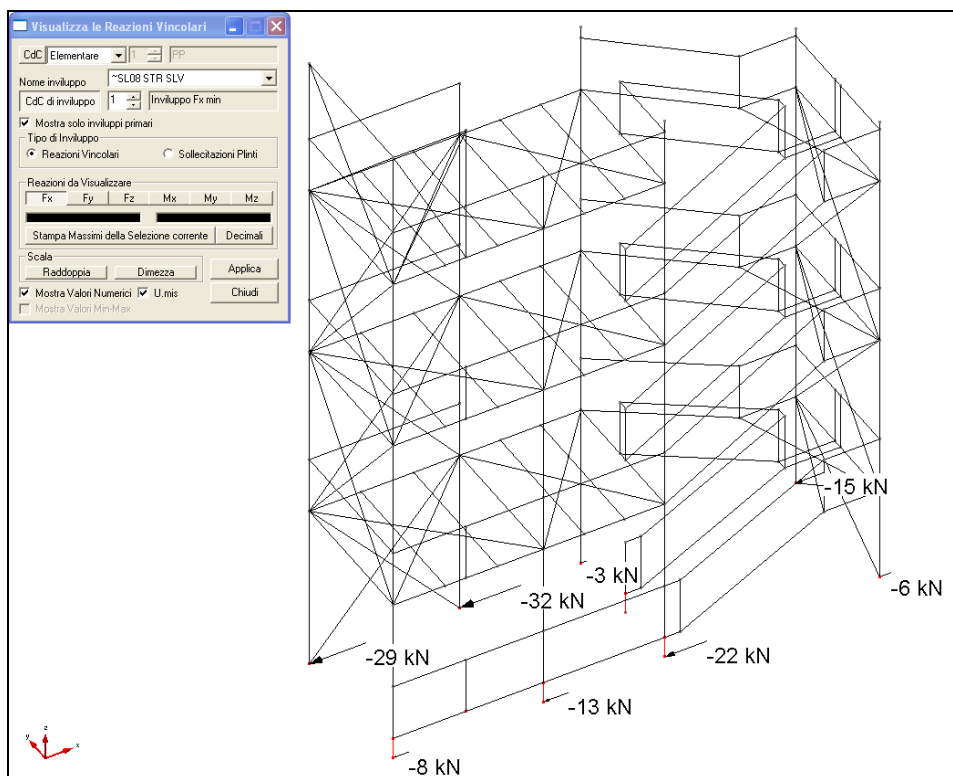


Figura 77 - TAGLIO

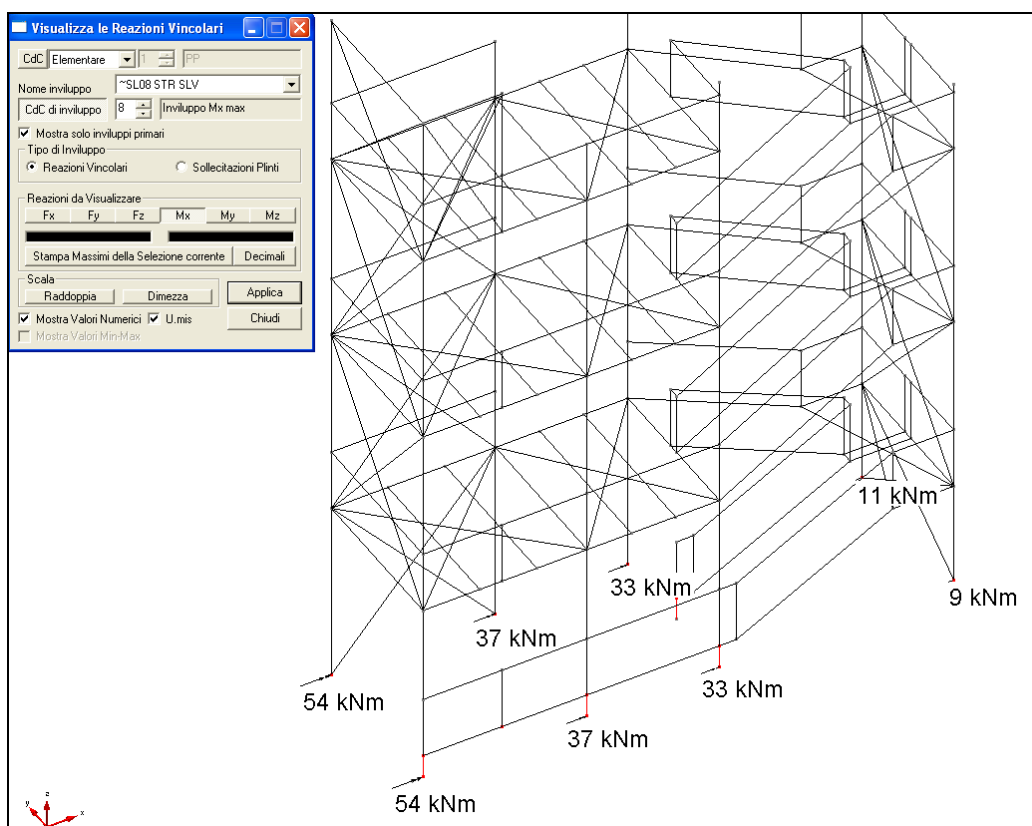


Figura 78 - MOMENTO Mx

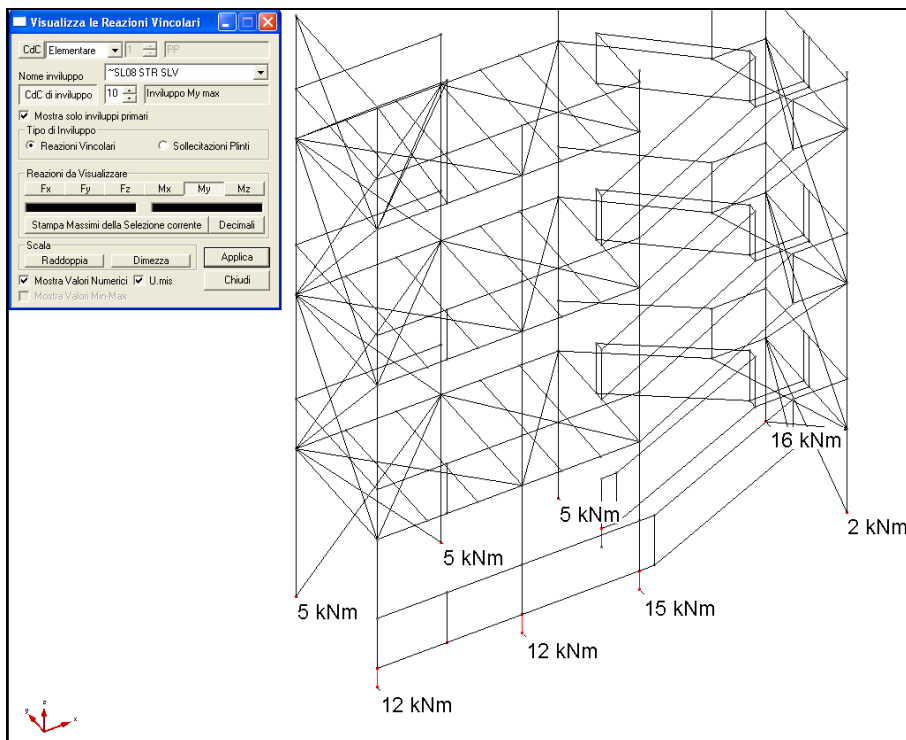


Figura 79 - MOMENTO M_y

$$N_{Ed} = 265 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,Y} = 5 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,x} = 54 \text{ kNm}$$

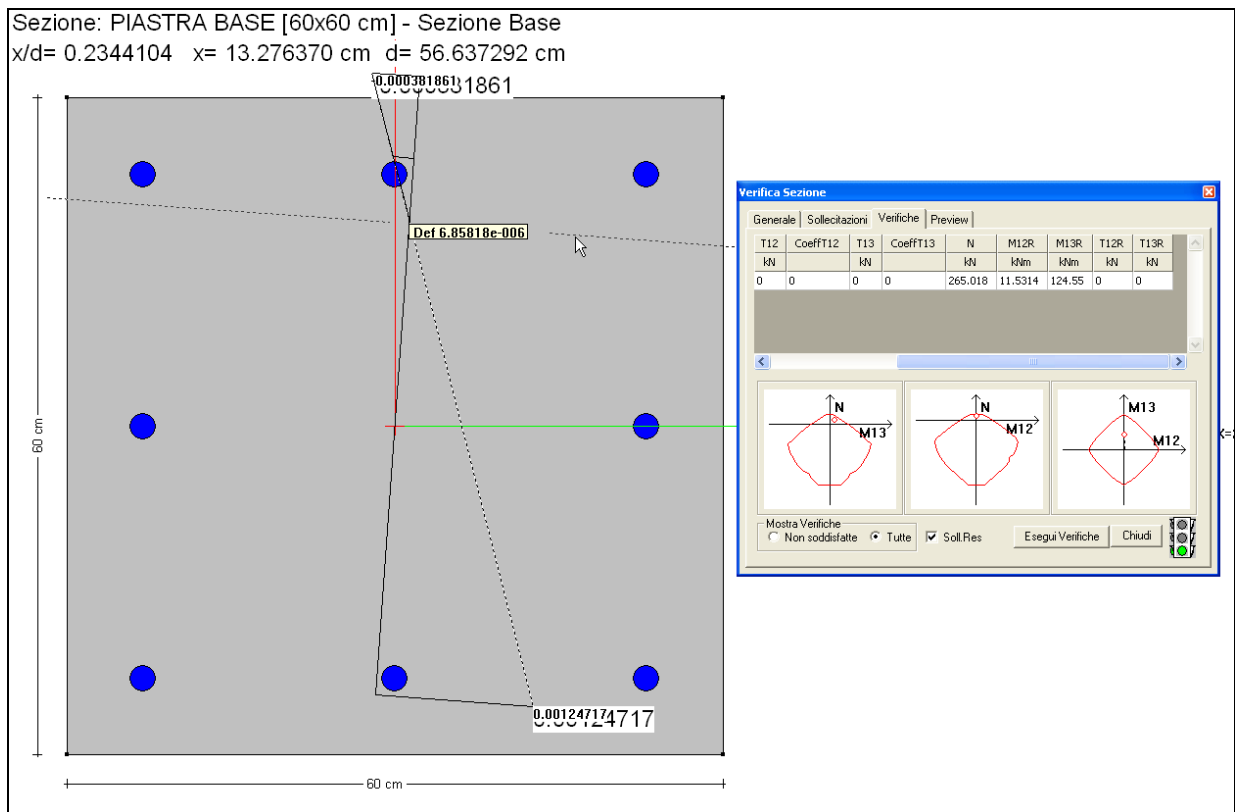
$$V_{Ed} = 29 \text{ Kn}$$

Verifica a presso-flessione della piastra d'attacco:

$$B=60 \text{ cm}$$

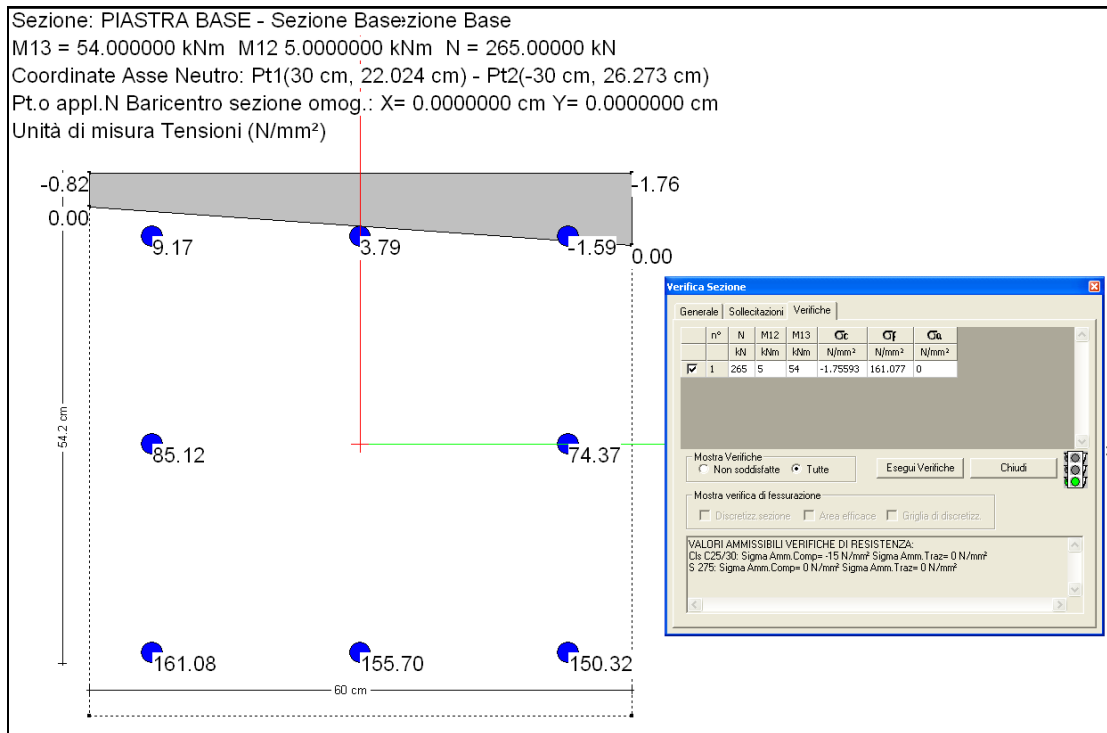
$$H=60 \text{ cm}$$

$$\text{Tirafondi } 22 \text{ mm } A_s=3,8 \text{ cm}^2$$



Il momento resistente della sezione è: $M_{Rd} = 124$ kN > M_{Ed} **(Verifica soddisfatta)**

Resistenza a trazione dei tirafondi: Tirafondi classe 8.8 diametro $\phi=22$ mm



$$\sigma_{b,max} = 150 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{t,Ed} = 150 \cdot A_s = 57.000 \text{ N} = 57 \text{ kN}$$

Resistenza a trazione del tirafondo:

$$A_{res}=3,03 \text{ cm}^2$$

$$f_{tb}= 8.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 174 \text{ kN}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$$F_{t,Rd} = 174 \text{ kN} > F_{t,Ed} = 57 \text{ kN} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica a taglio dei bulloni:

Il Taglio Sollecitante a SLV vale $V_{Ed} = 29 \text{ daN} / 8 = 3,6 \text{ daN}$

Resistenza a taglio degli ancoraggi: Bulloni classe 8.8 diametro $\phi=22 \text{ mm}$

$$A_{res}=3,03 \text{ cm}^2$$

$$f_{tb}= 8.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 116 \text{ kN}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$$F_{v,Ed} = 3,6 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 116 \text{ kN} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Si verifica la compressione massima sotto la piastra di ancoraggio:

$$b = 60 \text{ cm}$$

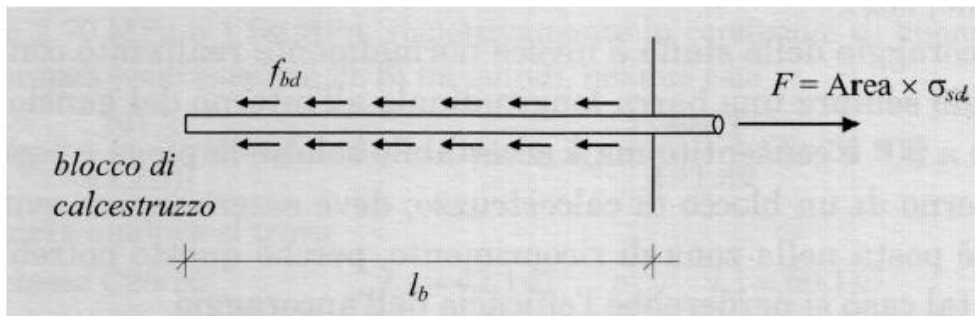
$$N_{Ed} = 265 \text{ kN}$$

$$A = b^2 = 3600 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_m = 26500 / 3.600 = 7,4 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{cd}=0,85 f_{ck} / \gamma_c = 14,1 \text{ N/mm}^2$$

Verifica a sfilamento dei tirafondi



$$l_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}}$$

- $\phi = 22 \text{ mm}$
- $f_{yd} = 275 \text{ N/mm}^2$
- C 25/30 $\rightarrow f_{bd} = 2,7 \text{ N/mm}^2$

$$f_{bd} = 2,25 \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 2,25 \frac{0,7 \cdot 0,30 \sqrt[3]{25^2}}{1,5} = 2,70 \text{ MPa}$$

$$l_b = 22 \cdot 275 / (4 \cdot 2,7) = 560 \text{ mm} \rightarrow l_b = 56 \text{ cm}$$