



Area Pianificazione Strategica  
Unità di Progetto Progetti Speciali  
via Farini 1, 42121 Reggio Emilia  
tel. 0522 456836 fax 0522 585070

committente:



RESTAURO, RISTRUTTURAZIONE E ADEGUAMENTO FUNZIONALE DEL TEATRO "ARIOSTO"

Programma delle opere pubbliche - Beni culturali (All. C Ord. 14 del 24/2/2014)

Delibera di Giunta Regionale del contributo ai sensi della LR 13/99 n° 1575 del 24/09/2018

## ADEGUAMENTO FUNZIONALE E RIQUALIFICAZIONE DELLA SALA VERDI E DEI RELATIVI SPAZI

### PROGETTO ESECUTIVO

Responsabile del procedimento: dott. Paolo Cantù  
Viceresponsabile del procedimento: ing. Salvatore Vera

**Progetto architettonico:**

STUDIO ADS - arch. Giuliana Allegri, arch. Ivan Sacchetti

**Progetto strutturale:** ing. Fabio Emmolo

**Progetto impianti termomeccanici:**

Studio Termotecnico SCIRÈ - ing. Giovanni Scirè Mammano

**Progetto impianto elettrico:** STUDIO S.B. - Per. Ind. Stefano Del Bianco

**Progetto impianti speciali e sicurezza:** SecurcoM s.r.l. - Per.ind. Mirco Comastri

**Progetto prevenzione incendi:** Planning studio s.r.l. - arch. Luca Giannasi

**Responsabile della sicurezza:** Planning studio s.r.l. - arch. Mauro Aguzzoli

INGEGNERE  
EMMOLO FABIO

agg.: \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

contenuto: RELAZIONE DI CALCOLO

data: MARZO 2019

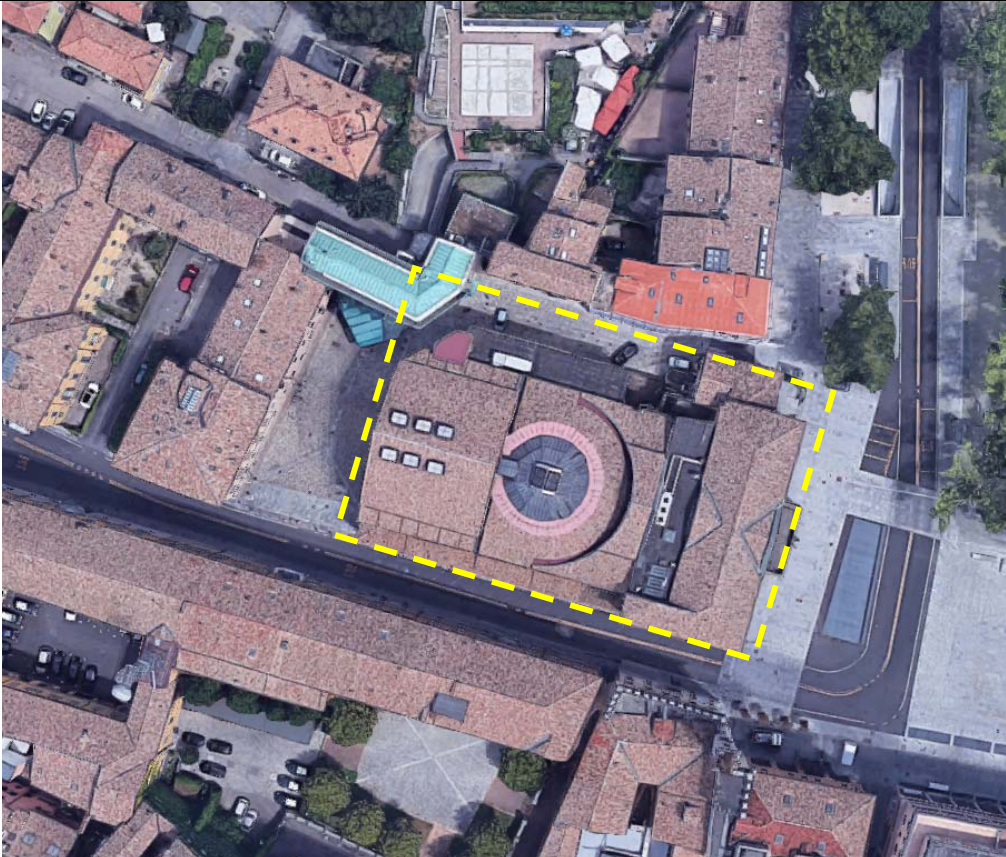
## **SOMMARIO**

1. ILLUSTRZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE.....	3
2. DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI IN ACCIAIO .....	46
2.1 Soppalco - Verifiche agli Stati Limite Ultimo SLU-SLV.....	46
2.2 Soppalco - Verifiche agli Stati Limite Ultimo SLE-SLD .....	48
2.3 Telaio Ponteggio - Verifiche agli Stati Limite Ultimo SLU-SLV .....	50
2.4 Telaio Ponteggio - Verifiche agli Stati Limite Ultimo SLE-SLD .....	52
2.5 Predimensionamento dei solai in lamiera mandorlata .....	53
2.6 Verifiche dei collegamenti .....	54
2.7 Valutazione degli Spostamenti.....	69
2.8 Verifica delle cerchiature metalliche .....	70
Parete 1 .....	70
Parete 2 .....	78
Parete 3 .....	88
3. DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI IN C.A. ....	100
3.1 Struttura in elevazione .....	100
3.1.1 Soletta in c.a.....	100
4. VERIFICA DELLA RESISTENZA AL FUOCO.....	102
4.1 Soletta Hi Bond sottotetto .....	102
4.2 Solaio sala Verdi .....	104

## 1. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

La presente relazione di calcolo strutturale fa riferimento alle opere di adeguamentofunzionale e riqualificazione della Sala Verdi e dei relativi spazi per attività di spettacolo all'interno del Teatro Ariosto, sito in Corso Cairoli, n. 1 - 42121 Reggio Emilia.

Il sottoscritto Ing. Salvatore Vera iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Reggio Emilia al n°819, con studio in Via Carlo Levi n°10, è stato incaricato di eseguire la progettazione strutturale dell'opera in oggetto.

Committente:	Fondazione I TEATRI Piazza Martiri del 7 luglio - 42121 Reggio Emilia tel 0522 458811 fax 0522 458922 P.IVA 01699800353 CF 91070780357		
Progettista Strutturale:	Ing. Salvatore Vera MAIN ENGINEERING s.r.l. Via Carlo Levi, 10 - 42124 Reggio Emilia (RE) Tel e fax 0522-506337 info@mainengineering.eu www.mainengineering.eu		
Inquadramento sito:	Sala Verdi - Teatro Ariosto Corso Cairoli, n. 1 42121 Reggio Emilia		
	Coordinate Geografiche	Longitudine: 10.629056	Latitudine: 44.700795
			

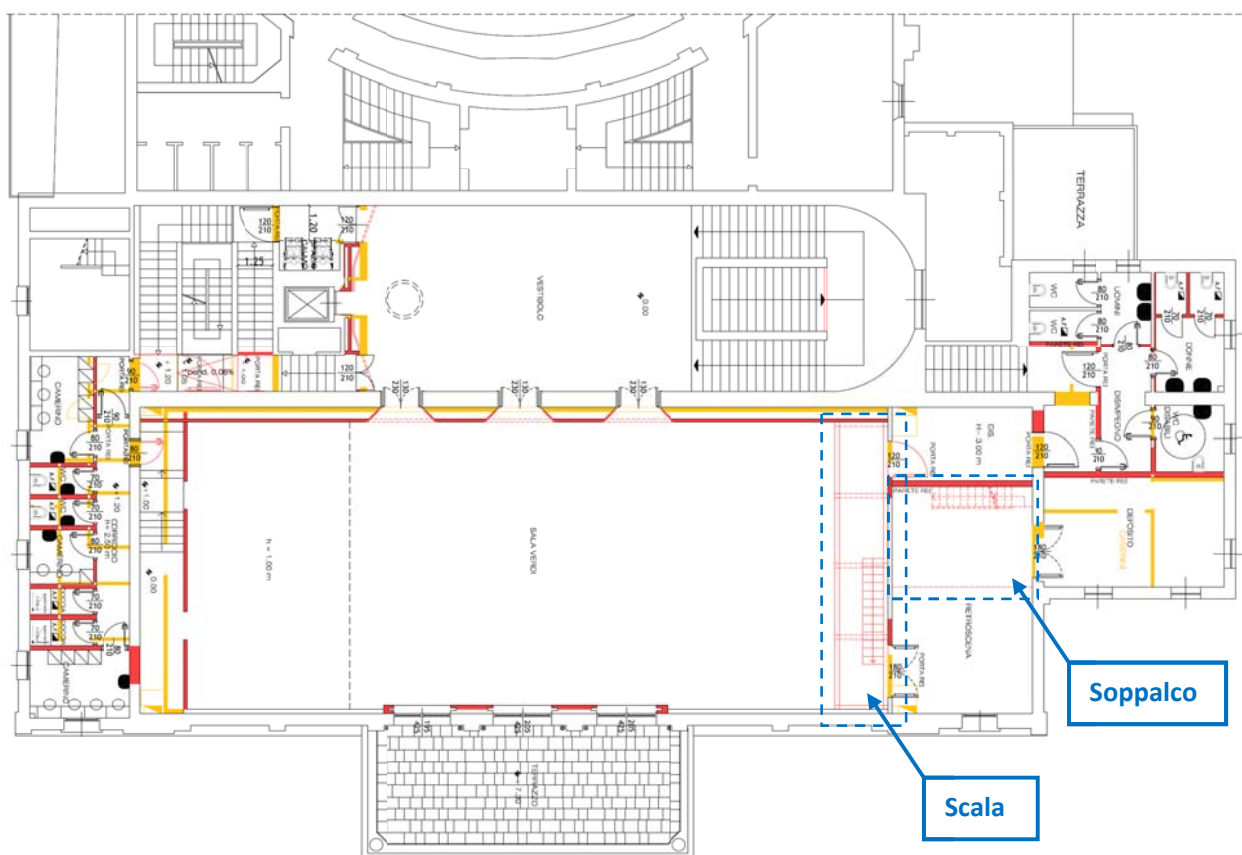
a) **Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito oggetto di intervento e con l'indicazione, per entrambe le tematiche, di eventuali problematiche riscontrate e delle soluzioni ipotizzate, tenuto conto anche delle indicazioni degli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica;**

- Caratteristiche dell'opera ed edilizie del sito:

L'area di intervento è situata presso il Teatro Ariosto, sito in Corso Cairoli, n. 1 - 42121 Reggio Emilia.

Dal punto di vista strutturale, saranno realizzati un soppalco con struttura in acciaio, un ponteggio autoportante a struttura in acciaio, delle cerchiature in acciaio per realizzare nuove aperture e una soletta in c.a. avente funzione di rampa di collegamento tra due pianerottoli esistenti.

L'intervento in progetto è classificabile come adeguamento funzionale e riqualificazione.



*Estratto Planimetria Stato di Progetto con evidenza costruzioni e demolizioni, soppalco e ponteggio.*

- Caratteristiche morfologiche, geologiche ed idrologiche:

Si chiarisce che non si opera direttamente sul terreno, né i carichi introdotti dalle strutture di nuova realizzazione andranno a modificare significativamente la sollecitazione sulle fondazioni esistenti dell'intero edificio. Per le caratteristiche del terreno, al solo scopo di quantificare l'azione sismica, si fa riferimento ad una categoria C come definita in NTC 2018, basandosi su esperienza e note prove geologiche/geotecniche effettuate nelle vicinanze.

area (mq)	soletta gk (mq)	sovraccarico qk (mq)	
247.5	125	300	53212.5
49.6	125	200	9176
totale (Kg)			62388.5

massa soppalco	1373	Kg
massa telaio		
ponteggio	4809	Kg
massa solaio	62389	Kg
massa totale	68571	Kg
variazione	9	%

La variazione di massa totale del solaio è minore del 10%, quindi si possono trascurare gli effetti in fondazione.

**b) Descrizione generale della struttura, sia in elevazione che in fondazione, e della tipologia di intervento, con indicazione delle destinazioni d'uso previste per la costruzione, dettagliate per ogni livello entro e fuori terra, e dei vincoli imposti dal progetto architettonico;**

L'area interessata dall'intervento è la Sala Verdi e i locli attigui, all'interno del Teatro Ariosto, sito in Corso Cairoli, n. 1 - 42121 Reggio Emilia.

**Soppalco**

La struttura monopiano che realizzerà il soppalco retroscena sarà realizzata interamente in acciaio e ancorata al pavimento esistente con rispettiva soletta in c.a. tramite viti per calcetruzzo.

Il soppalco sarà caratterizzato da un unico impalcato ed avrà forma rettangolare in pianta con dimensioni massime 3.475m x 4.710m. L'altezza dal pavimento dell'ambiente di collocazione al pavimento del soppalco stesso sarà di 2,650m.

La struttura portante sarà in acciaio S275JR zincato e sarà costituita da un telaio tridimensionale composto da 6 colonne in profili tubolari quadri EN 10210 150x150x5 e travi principali in profili tubolari rettangolari EN 10210 120x60x5. I collegamenti saranno effettuati tramite unioni flangiate bullonate e con coprigiunto bullonato.

Il piano di calpestio sarà realizzato mediante pressopiegati in lamiera mandorlata. La ponteggio di accesso al soppalco sarà realizzata mediante due profili UPN 200 come cosciali e con gradini in lamiera mandorlata.

Per quanto riguarda la destinazione d'uso, trattandosi di una costruzione il cui uso preveda modesti affollamenti e attività non pericolose per l'ambiente, ne consegue una  $V_n=50$  anni ed una classe d'uso II ai sensi delle NTC2018.

In relazione alla destinazione d'uso, si considera una categoria di sovraccarichi antropici intermedia tra B1 e H come definite da NTC 2018 Tab 3.1.II, pertanto si adotta un sovraccarico distribuito pari a 100 Kg/mq.

**Ponteggio permanente**

La struttura pluripiano che realizzerà il ponteggio permanente sarà realizzata interamente in acciaio e ancorata ai muri perimetrali d'ambito (al livello del pavimento esistente) tramite profilati metallici scatolari entranti nella muratura e solidarizzati con essa tramite malta a ritiro compensato. Per quanto riguarda i carichi gravitazionali, essi verranno scaricati sul pavimento esistente con vincolo di semplice appoggio.

La struttura del ponteggio permanente sarà caratterizzata da tre livelli in elevazione, di cui due impalcati calpestabili, ed avrà forma rettangolare in pianta con dimensioni massime 9.750m x 1.800m. L'altezza totale dal pavimento dell'ambiente di collocazione sarà di 8.075m; l'altezza tra il piano di calpestio al primo livello e il piano di posa sarà di 2.635m e tra il piano di calpestio al primo e al secondo livello sarà di 5.285m.

La struttura portante sarà in acciaio S275JR zincato e sarà costituita da un telaio tridimensionale composto da 10 colonne in profili tubolari quadri EN 10210 150x150x5 e travi principali in profili tubolari rettangolari EN 10210 120x60x5. I collegamenti saranno effettuati tramite unioni flangiate bullonate e con coprighiunto bullonato.

Lungo il lato corto sono presenti controventi di parete ai due estremi della struttura: essi saranno relizzati mediante profili angolari UNI EN 10056 L40x40x4.

Il piano di calpestio sarà realizzato mediante pressopiegati in lamiera mandorlata. La ponteggio interna sarà realizzata mediante due profili UPN 200 come cosciali e con gradini in lamiera mandorlata.

Per quanto riguarda la destinazione d'uso, trattandosi di una costruzione il cui uso preveda modesti affollamenti e attività non pericolose per l'ambiente, ne consegue una  $V_n=50$  anni ed una classe d'uso II ai sensi delle NTC2018.

In relazione alla destinazione d'uso, si considera una categoria di sovraccarichi antropici intermedia tra B1 e H come definite da NTC 2018 Tab 3.1.II, pertanto si adotta un sovraccarico distribuito pari a 100 Kg/mq.

### **Cerchiature**

Verranno realizzate 5 nuove aperture in corrispondenza della muratura portante, opportunamente cerchiata con telai metallici assemblati sul posto. La muratura portante ha uno spessore di 40 cm ed è realizzata con mattoni pieni e malta di calce. Le aperture avranno un'altezza utile di 210cm e larghezza variabile. Le cerchiature metalliche sono state dimensionate in modo tale da garantire un aumento di resistenza e una variazione di rigidità della parete contenuta entro il 15%. Per maggiori dettagli si rimanda al capitolo delle verifiche condotte e agli elaborati grafici allegati.

### **Soletta in c.a.**

Verrà infine realizzata una soletta in c.a. di raccordo tra i pianerottoli del primo piano. Tale soletta avrà dimensioni in pianta di 210x125cm per uno spessore di 15cm, con pendenza dello 0.08%. Sarà realizzata con calcestruzzo tipo C25/30 e armata superiormente ed inferiormente con rete elettrosaldata  $\Phi 8$  20x20. Il collegamento con i pianerottoli esistenti verrà garantito tramite l'utilizzo di barre  $\Phi 12$  passo 20cm superiormente e inferiormente ed inghisate con resina epossidica.

## **c) Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati, tra cui le eventuali prescrizioni sismiche contenute negli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica;**

**D.M. Min. LL.PP. 14.01.2008:** Norme tecniche per le costruzioni.

**D.M. Min. LL.PP. 17.01.2018:** Norme tecniche per le costruzioni.

**Circolare 02/02/2009 N.617:** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

**D.G.R. 1373/2011 Reg. E.R.:** Atto di indirizzo recante l'individuazione della documentazione attinente alla riduzione del rischio sismico necessaria per il rilascio del permesso di costruire e per gli altri titoli edilizi, alla individuazione degli elaborati costitutivi e dei contenuti del progetto esecutivo riguardante le strutture e alla definizione delle modalità di controllo degli stessi, ai sensi dell'art. 12 comma 1 e dell'art. 4, comma 1 della L.R. 19/2008

C.N.R. UNI 10011/97: Costruzioni in acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione

UNI EN 1993-1-1:2005: Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio

UNI EN 1992-1-1:2005: Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo

**d) Definizione dei parametri di progetto che concorrono alla definizione dell'azione sismica di base del sito (vita nominale - VN, classe d'uso, periodo di riferimento - VR, categoria del sottosuolo, categoria topografica, amplificazione topografica, zona sismica del sito, coordinate geografiche del sito), delle azioni considerate sulla costruzione e degli eventuali scenari di azioni eccezionali;**

#### **Analisi dei carichi**

Per quanto riguarda ponteggio e soppalco, trattandosi di strutture interne ad un edificio esistente, esse non risentono né dell'azione del vento né dell'azione della neve. Esse sono tuttavia soggette al sovraccarico antropico da destinazione d'uso: si considera una categoria di sovraccarichi antropici intermedia tra B1 e H come definite da NTC 2018 Tab 3.1.II, pertanto si adotta un sovraccarico distribuito pari a 100 Kg/mq.

Per il peso proprio degli elementi strutturali portanti in acciaio, si è considerato un peso per unità di volume pari a 7850 kg/mc. Per il pavimento in pressopiegati di lamiera ondulata si è fatto riferimento a quanto dichiarato dal produttore (Officine Locati - Monza), adottando un carico distribuito pari a 24 Kg/mq.

La presenza di ringhiere e parapetti è stata tenuta in conto con un carico distribuito su linera pari a 10 Kg/m.

#### **Azione sismica**

Si chiarisce che le caratteristiche degli spettri impiegati sono specificate nella Relazione sulla pericolosità sismica allegata al presente documento.

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. La pericolosità sismica è stata determinata in base al foglio di calcolo "Spettri-NTCver.1.0.3" distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Si riportano comunque di seguito i principali parametri utili alla definizione degli spettri:

<b>PARAMETRI STRUTTURALI</b>					
Classe d'uso	Vita Vn [anni]	Coeff. Uso	Periodo Vr [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
II	50.0	1.0	50.0	C	T1

<b>STATO LIMITE</b>	<b>T<sub>r</sub> [anni]</b>	<b>a<sub>g</sub> [g]</b>	<b>F<sub>o</sub> [-]</b>	<b>T*<sub>c</sub> [s]</b>
SLO	30	0.047	2.477	0.249
SLD	50	0.059	2.505	0.264
SLV	475	0.154	2.377	0.289
SLC	975	0.197	2.389	0.307

Le strutture in esame sono in acciaio ed sono state progettate in modo non dissipativo, pertanto si fa riferimento direttamente agli spettri elastici, che coincidono con quelli utilizzati per il progetto.

Poiché le strutture sono ubicate al primo piano, con quota del pavimento posta a 5.90 m dal piano campagna, si è provveduto ad amplificare lo spettro elastico al suolo sul base dell'approccio degli spettri di piano proposto da DM 14/01/2008 §7.2.3.

**e) Descrizione dei materiali e dei prodotti per uso strutturale, dei requisiti di resistenza meccanica e di durabilità considerati**

Si chiarisce che le caratteristiche dei materiali, i requisiti di resistenza meccanica e di durabilità considerati sono specificate nella Relazione sui materiali allegata al presente documento.

Comunque si elencano di seguito i principali materiali impiegati:

- acciaio strutturale S275JR
- acciaio strutturale S355JR
- acciaio per c.a. B450C
- calcestruzzo C25/30
- bulloneria M8 cl 8.8
- bulloneria M12 cl 8.8
- resina per inghisaggio chimico tipo HILTI HIT-RE 500 V3 ed HIT-HY 270
- Geomalta tipo KeraKoll GeoLite 40
- lamiere mandorlate "Doga Locati" (Officine Locati - Monza)

**f) Illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione: classe di duttilità - CD, regolarità in pianta ed in altezza, tipologia strutturale, fattore di struttura - q e relativa giustificazione, stati limite indagati, giunti di separazione fra strutture contigue, criteri per la valutazione degli elementi non strutturali e degli impianti, requisiti delle fondazioni e collegamenti tra fondazioni, vincolamenti interni e/o esterni, schemi statici adottati;**

*Ipotesi alla base del comportamento strutturale (ponteggio e soppalco)*

**Problema statico:** la struttura è progettata e modellata in campo elastico lineare.

**Problema dinamico:** la struttura è stata progettata con comportamento NON DISSIPATIVO. Le analisi per azioni sismiche sono state condotte con un'analisi di tipo dinamica lineare modale con spettro di risposta elastico ( $q=1$ ). Il criterio di combinazione delle forme modali applicato è il CQC (complete quadratic combination).

Fattore di struttura
Struttura non regolare in pianta, regolare in altezza, progettata in bassa duttilità.
Sistema costruttivo: Acciaio
STRUTTURA NON DISSIPATIVA
<b><u>Valore fattore di struttura q da utilizzare: 1.00 struttura in acciaio non dissipativa</u></b>



### Stati limite indagati (ponteggio e soppalco)

**Approccio Progettuale** : Approccio 2

La struttura è modellata e verificata con riferimento agli Stati Limite:

Progettazione nei confronti delle azioni	Stato limite	Verifiche
Statiche e sismiche	<b>Esercizio (SLE-SLD)</b>	Tensioni in esercizio, Fessurazione, Deformabilità
	<b>Ultimo (SLU-SLV)</b>	Resistenza ultima negli elementi strutturali

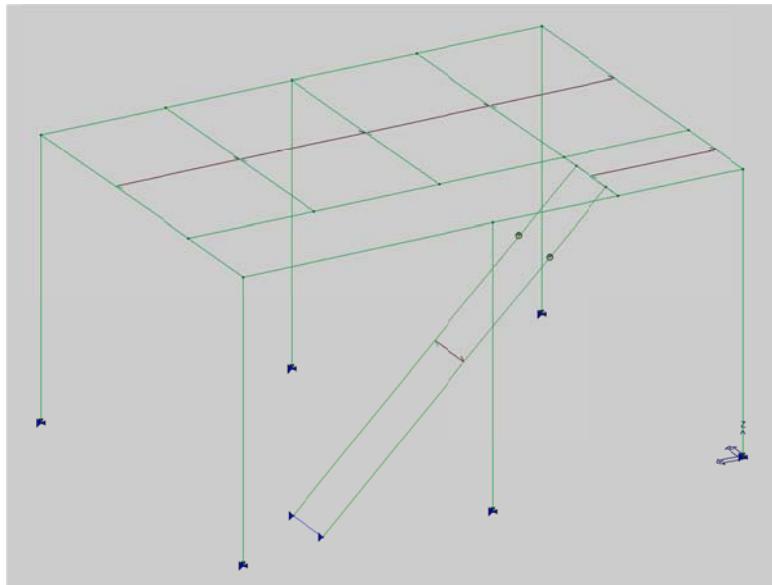
### Principali schemi statici adottati (ponteggio e soppalco)

La valutazione delle sollecitazioni sugli elementi strutturali è determinata attraverso una opportuna modellazione con software di calcolo agli elementi finiti PRO\_SAP, e gli ordini di grandezza controllati avvalendosi di semplici modelli e schemi statici.

La struttura è stata modellata tramite un telaio tridimensionale di elementi di tipo trave e vincolata alla base mediante vincoli di cerniera sferica. Gli sono stati definiti con elementi di tipo solaio, considerati deformabili nel proprio piano al livello della ripartizione delle azioni orizzontali di natura sismica. Dove presenti, i controventi si sono considerati mediante elementi di tipo asta tesa, reagenti solo a trazione.

<b>SOPPALCO</b>	
<b>Modellazione della geometria e proprietà meccaniche:</b>	
nodi	24
elementi D2 (per aste, travi, pilastri...)	29
elementi D3 (per pareti, platee, gusci...)	0
elementi solaio	6
elementi solidi	0
<b>Dimensione del modello strutturale [cm]:</b>	
X min =	0.00
Xmax =	332.50
Ymin =	0.00
Ymax =	456.00
Zmin =	0.00
Zmax =	250.00
<b>Strutture verticali:</b>	
Elementi di tipo asta	NO
Pilastri	SI
Pareti	NO
Setti (a comportamento membranale)	NO
<b>Strutture non verticali:</b>	
Elementi di tipo asta	NO
Travi	SI
Gusci	NO
Membrane	NO
<b>Orizzontamenti:</b>	
Solai con la proprietà piano rigido	NO
Solai senza la proprietà piano rigido	SI

<b>Tipo di vincoli:</b>	
Nodi vincolati rigidamente	SI
Nodi vincolati elasticamente	NO
Nodi con isolatori sismici	NO
Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	NO
Fondazioni di tipo trave	NO
Fondazioni di tipo platea	NO
Fondazioni con elementi solidi	NO

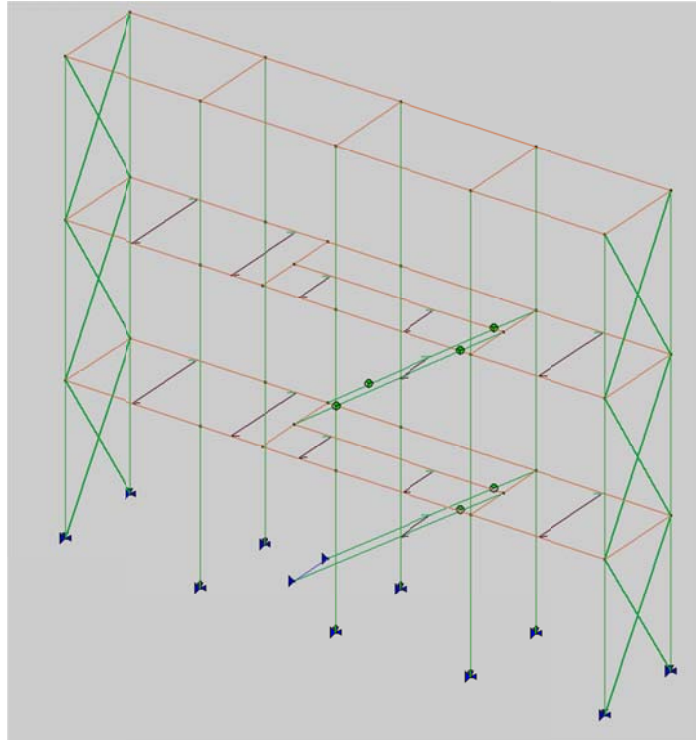


*Modello FEM soppalco – Vista Filo di Ferro*

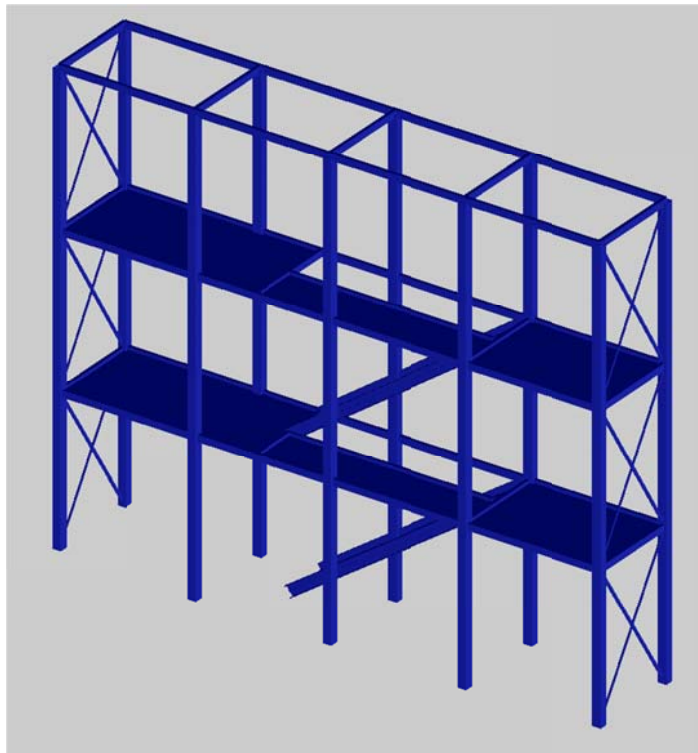


*Modello FEM soppalco – Vista Solida*

<b>PONTEGGIO</b>	
<b>Modellazione della geometria e proprietà meccaniche:</b>	
nodi	56
elementi D2 (per aste, travi, pilastri...)	99
elementi D3 (per pareti, platee, gusci...)	0
elementi solaio	8
elementi solidi	0
<b>Dimensione del modello strutturale [cm]:</b>	
X min =	1662.50
Xmax =	2622.50
Ymin =	1582.00
Ymax =	1747.25
Zmin =	-10.00
Zmax =	792.50
<b>Strutture verticali:</b>	
Elementi di tipo asta	SI
Pilastri	SI
Pareti	NO
Setti (a comportamento membranale)	NO
<b>Strutture non verticali:</b>	
Elementi di tipo asta	SI
Travi	SI
Gusci	NO
Membrane	NO
<b>Orizzontamenti:</b>	
Solai con la proprietà piano rigido	NO
Solai senza la proprietà piano rigido	SI
<b>Tipo di vincoli:</b>	
Nodi vincolati rigidamente	SI
Nodi vincolati elasticamente	NO
Nodi con isolatori sismici	NO
Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	NO
Fondazioni di tipo trave	NO
Fondazioni di tipo platea	NO
Fondazioni con elementi solidi	NO



*Modello FEM ponteggio – Vista Filo di Ferro*



*Modello FEM ponteggio – Vista Solida*

Si riportano di seguito le considerazioni di dettaglio per la realizzazione del modello numerico strutturale :

- Il modello della struttura in elevazione è stato considerato vincolato alla base mediante vincoli rigidi puntuali del tipo cerniera cilindrica. Fanno eccezione solo i nodi centrali di base del telaio che forma il ponteggio in quanto vi è stato introdotto un vincolo di semplice appoggio interponendo tra pilastro e nodo di base un tratto di elemento “asta compressa” reagente solo a compressione.
- Gli elementi in acciaio verticali ed orizzontali (pilastri e travi) sono stati modellati con elementi lineari tipo beam definiti da due nodi e caratterizzati dall’aver sei gradi di libertà per ciascun nodo, tre traslazionali e tre rotazionali; PRO\_SAP applica le masse sismiche nei nodi, non nel baricentro della struttura, pertanto le sollecitazioni globali sulla struttura vengono colte correttamente. Le sezioni degli elementi sono state definite rispettando le dimensioni reali come da elaborati grafici.  
Le travi principali sono vincolate alle colonne mediante collegamenti flangiati in grado di trasmettere le sollecitazioni a taglio e momento realizzando così i telai con nodi incastrati.
- I controventi di parete, dove presenti, sono stati modellati con elementi non lineari tipo “asta tesa” resistenti solo a sforzo assiale di trazione.
- Il solaio in pressopiegati di lamiera mandorlata senza la proprietà di piano rigido è stato modellato mediante elemento solaio individuato da una poligonale di nodi 1,2, ..., N. L’elemento solaio è utilizzato in primo luogo per la modellazione dei carichi agenti sugli elementi strutturali. In secondo luogo per la corretta ripartizione delle forze orizzontali agenti nel proprio piano. Per l’elemento vengono definiti da utente i carichi permanenti e accidentali gravanti su esso compreso il peso proprio. Ai fini dell’analisi sismica i carichi e di conseguenza le masse sono riportate ai vari solai di piano. PRO\_SAP non effettua la condensazione statica di piano, ma considera per la rigidità dei solai degli elementi membrana con materiale e spessore personalizzabili. Non esiste pertanto un modo rotazionale e viene rispettata la condizione che la massa mobilitata sia superiore dell’85% della massa sismica;

**g) Indicazione delle principali combinazioni delle azioni in relazione agli SLU e SLE indagati: coefficienti parziali per le azioni, coefficienti di combinazione;**

Sono riportate le condizioni di carico e le loro principali combinazioni (coefficienti moltiplicativi del carico) statiche e sismiche.

*Azioni considerate (casi di carico)*

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)	
3	Qsk	CDC=Qsk (variabile solai)	
4	Qnk	CDC=Qnk (carico da neve)	utilizzato per definire il carico sulla rampa della ponteggio
5	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
			partecipazione:1.00 per 2 CDC=G1sk (permanente solai-coperture)
			partecipazione:1.00 per 3 CDC=Qsk (variabile solai)
			partecipazione:1.00 per 4 CDC=Qnk (carico da neve)
			partecipazione:0.30 per 13 CDC=G1k (permanente generico)
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
12	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
			partecipazione:1.00 per 2 CDC=G1sk (permanente solai-coperture)
			partecipazione:1.00 per 3 CDC=Qsk (variabile solai)
			partecipazione:1.00 per 4 CDC=Qnk (carico da neve)
			partecipazione:0.30 per 13 CDC=G1k (permanente generico)
13	Gk	CDC=G1k (permanente generico) .....	parapetto metallico-DG:Fzi=-0.10 Fzf=-0.10

### Convenzioni adottate

Si noti che:

- Per quanto riguarda le condizioni di carico dinamiche, il programma assimila ogni direzione di ingresso del sisma, definita dal progettista, ad una condizione di carico. Pertanto qualora agiscano sulla struttura n condizioni di carico statiche e il progettista abbia supposto che la struttura venga sollecitata da un sisma entrante in m direzioni, la struttura stessa viene considerata del programma come soggetta ad n + m condizioni di carico.
- Le combinazioni di carico, definite dal progettista, combinano fra loro le n + m condizioni di carico ognuna partecipante alla combinazione i-esima secondo i fattori di partecipazione nel seguito riportati.
- Le prime n condizioni sono sempre statiche mentre sono di origine dinamica le (eventuali) condizioni da n+1 a n+m.
- Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

#### **Combinazione fondamentale SLU**

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

#### **Combinazione caratteristica (rara) SLE**

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

#### **Combinazione frequente SLE**

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

#### **Combinazione quasi permanente SLE**

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

#### **Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E**

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

<b>Combinazioni dei casi di carico</b>	
APPROCCIO PROGETTUALE	Approccio 2
Tensioni ammissibili	NO
SLU	SI
SLV (SLU con sisma)	SI
SLC	NO
SLD	SI
SLO	NO
SLU GEO A2 (per approccio 1)	NO
SLU EQU	NO
Combinazione caratteristica (rara)	SI
Combinazione frequente	SI
Combinazione quasi permanente (SLE)	SI
SLA (accidentale quale incendio)	NO

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti; la risposta a ciascuna componente, ove necessario (v. § 3.2.5 D.M. 17/01/2018), è combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa, utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati.

Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando l'espressione (7.3.10) di cui al D.M. 17/01/2018, con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

$$1,00 E_x + 0,30 E_y + 0,30 E_z$$

Destinazione d'uso/azione	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Categoria A residenziali	0,70	0,50	0,30
Categoria B uffici	0,70	0,50	0,30
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60
Categoria D ambienti ad uso commerciale	0,70	0,70	0,60
Categoria E biblioteche, archivi, magazzini,...	1,00	0,90	0,80
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli $\leq 30\text{kN}$ )	0,70	0,70	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli $> 30\text{kN}$ )	0,70	0,50	0,30
Categoria H Coperture	0,00	0,00	0,00
Vento	0,60	0,20	0,00
Neve a quota $\leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0,00
Neve a quota $> 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Variazioni Termiche	0,60	0,50	0,00

NTC 2018 Tabella 2.5.1

Nelle verifiche possono essere adottati in alternativa due diversi approcci progettuali:

- per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza globale (combinazione 1 con coefficienti A1 e combinazione 2 con coefficienti A2)
- per l'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale (con coefficienti A1).

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_f$			
Carichi permanenti	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (Non compiutamente definiti)	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

NTC 2018 Tabella 2.6.1

Combinazioni di carico e coefficienti di combinazione per il soppalco:

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLU	Comb. SLU A1 1	Non rilevante
2	SLU	Comb. SLU A1 2	Non rilevante
3	SLU	Comb. SLU A1 3	Non rilevante
4	SLU	Comb. SLU A1 4	Non rilevante
5	SLU	Comb. SLU A1 5	Non rilevante
6	SLU	Comb. SLU A1 6	Non rilevante
7	SLU	Comb. SLU A1 7	Non rilevante
8	SLU	Comb. SLU A1 8	Non rilevante
9	SLU	Comb. SLU A1 9	Non rilevante
10	SLU	Comb. SLU A1 10	Non rilevante
11	SLU	Comb. SLU A1 11	Non rilevante
12	SLU	Comb. SLU A1 12	Non rilevante
13	SLU	Comb. SLU A1 13	Non rilevante
14	SLU	Comb. SLU A1 14	Non rilevante
15	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 15	Non rilevante
16	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 16	Non rilevante
17	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 17	Non rilevante
18	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 18	Non rilevante

<b>Cmb</b>	<b>Tipo</b>	<b>Sigla Id</b>	<b>effetto P-delta</b>
19	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 19	Non rilevante
20	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 20	Non rilevante
21	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 21	Non rilevante
22	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 22	Non rilevante
23	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 23	Non rilevante
24	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 24	Non rilevante
25	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 25	Non rilevante
26	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 26	Non rilevante
27	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 27	Non rilevante
28	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 28	Non rilevante
29	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 29	Non rilevante
30	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 30	Non rilevante
31	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 31	Non rilevante
32	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 32	Non rilevante
33	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 33	Non rilevante
34	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 34	Non rilevante
35	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 35	Non rilevante
36	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 36	Non rilevante
37	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 37	Non rilevante
38	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 38	Non rilevante
39	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 39	Non rilevante
40	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 40	Non rilevante
41	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 41	Non rilevante
42	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 42	Non rilevante
43	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 43	Non rilevante
44	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 44	Non rilevante
45	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 45	Non rilevante
46	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 46	Non rilevante
47	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 47	Non rilevante
48	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 48	Non rilevante
49	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 49	Non rilevante
50	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 50	Non rilevante
51	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 51	Non rilevante
52	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 52	Non rilevante
53	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 53	Non rilevante
54	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 54	Non rilevante
55	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 55	Non rilevante
56	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 56	Non rilevante
57	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 57	Non rilevante
58	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 58	Non rilevante
59	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 59	Non rilevante
60	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 60	Non rilevante
61	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 61	Non rilevante
62	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 62	Non rilevante
63	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 63	Non rilevante
64	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 64	Non rilevante
65	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 65	Non rilevante
66	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 66	Non rilevante
67	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 67	Non rilevante
68	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 68	Non rilevante
69	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 69	Non rilevante
70	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 70	Non rilevante
71	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 71	Non rilevante
72	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 72	Non rilevante
73	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 73	Non rilevante
74	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 74	Non rilevante
75	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 75	Non rilevante
76	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 76	Non rilevante
77	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 77	Non rilevante
78	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 78	Non rilevante
79	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 79	Non rilevante
80	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 80	Non rilevante
81	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 81	Non rilevante
82	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 82	Non rilevante
83	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 83	Non rilevante
84	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 84	Non rilevante
85	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 85	Non rilevante
86	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 86	Non rilevante
87	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 87	Non rilevante



Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
88	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 88	Non rilevante
89	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 89	Non rilevante
90	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 90	Non rilevante
91	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 91	Non rilevante
92	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 92	Non rilevante
93	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 93	Non rilevante
94	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 94	Non rilevante
95	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 95	Non rilevante
96	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 96	Non rilevante

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.30	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	
2	1.30	1.30	0.0	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	
3	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	
4	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	
5	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
6	1.00	1.00	0.0	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
7	1.00	1.00	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
8	1.00	1.00	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
9	1.30	1.30	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	
10	1.30	1.30	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	
11	1.30	1.30	1.05	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	
12	1.00	1.00	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
13	1.00	1.00	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
14	1.00	1.00	1.05	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
15	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
16	1.00	1.00	0.0	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
17	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
18	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
19	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
20	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
21	1.00	1.00	0.70	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
22	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
23	1.00	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
24	1.00	1.00	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
25	1.00	1.00	0.50	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
26	1.00	1.00	0.0	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
27	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
28	1.00	1.00	0.30	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
29	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
30	1.00	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
31	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
32	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
33	1.00	1.00	0.30	0.30	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
34	1.00	1.00	0.30	0.30	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
35	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
36	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
37	1.00	1.00	0.30	0.30	-1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
38	1.00	1.00	0.30	0.30	-1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
39	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
40	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
41	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
42	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
43	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
44	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
45	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
46	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
47	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
48	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
49	1.00	1.00	0.30	0.30	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
50	1.00	1.00	0.30	0.30	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
51	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
52	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
53	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
54	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
55	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
56	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
57	1.00	1.00	0.30	0.30	-0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
58	1.00	1.00	0.30	0.30	-0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
59	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
60	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
61	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
62	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
63	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
64	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
65	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	1.00	
66	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	1.00	
67	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	1.00	
68	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	1.00	
69	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	-0.30	1.00	
70	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.30	1.00	
71	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	-0.30	1.00	
72	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.30	1.00	
73	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0	1.00	
74	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0	1.00	
75	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0	1.00	
76	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0	1.00	
77	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	1.00	
78	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	1.00	
79	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	1.00	
80	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	1.00	
81	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	1.00	
82	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	1.00	
83	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	1.00	
84	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	1.00	
85	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0	1.00	
86	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0	1.00	
87	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0	1.00	
88	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	1.00	
89	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	-1.00	1.00	
90	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00	1.00	
91	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	-1.00	1.00	
92	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00	1.00	
93	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	1.00	
94	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	1.00	
95	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	1.00	
96	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	1.00	

Combinazioni di carico e coefficienti di combinazione per il telaio della ponteggio:

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLU	Comb. SLU A1 1	Non rilevante
2	SLU	Comb. SLU A1 2	Non rilevante
3	SLU	Comb. SLU A1 3	Non rilevante
4	SLU	Comb. SLU A1 4	Non rilevante
5	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 5	Non rilevante
6	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 6	Non rilevante
7	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 7	Non rilevante
8	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 8	Non rilevante
9	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 9	Non rilevante
10	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 10	Non rilevante
11	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 11	Non rilevante
12	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 12	Non rilevante
13	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 13	Non rilevante
14	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 14	Non rilevante
15	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 15	Non rilevante
16	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 16	Non rilevante
17	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 17	Non rilevante
18	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 18	Non rilevante
19	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 19	Non rilevante
20	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 20	Non rilevante
21	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 21	Non rilevante
22	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 22	Non rilevante
23	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 23	Non rilevante

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
24	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 24	Non rilevante
25	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 25	Non rilevante
26	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 26	Non rilevante
27	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 27	Non rilevante
28	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 28	Non rilevante
29	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 29	Non rilevante
30	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 30	Non rilevante
31	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 31	Non rilevante
32	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 32	Non rilevante
33	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 33	Non rilevante
34	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 34	Non rilevante
35	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 35	Non rilevante
36	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 36	Non rilevante
37	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 37	Non rilevante
38	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 38	Non rilevante
39	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 39	Non rilevante
40	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 40	Non rilevante
41	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 41	Non rilevante
42	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 42	Non rilevante
43	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 43	Non rilevante
44	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 44	Non rilevante
45	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 45	Non rilevante
46	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 46	Non rilevante
47	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 47	Non rilevante
48	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 48	Non rilevante
49	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 49	Non rilevante
50	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 50	Non rilevante
51	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 51	Non rilevante
52	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 52	Non rilevante
53	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 53	Non rilevante
54	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 54	Non rilevante
55	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 55	Non rilevante
56	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 56	Non rilevante
57	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 57	Non rilevante
58	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 58	Non rilevante
59	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 59	Non rilevante
60	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 60	Non rilevante
61	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 61	Non rilevante
62	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 62	Non rilevante
63	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 63	Non rilevante
64	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 64	Non rilevante
65	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 65	Non rilevante
66	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 66	Non rilevante
67	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 67	Non rilevante
68	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 68	Non rilevante
69	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 69	Non rilevante
70	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 70	Non rilevante
71	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 71	Non rilevante
72	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 72	Non rilevante
73	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 73	Non rilevante
74	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 74	Non rilevante

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.30	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	
2	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	
3	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	
4	1.00	1.00	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	
5	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
6	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
7	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
8	1.00	1.00	0.50	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
9	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
10	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
11	1.00	1.00	0.30	0.30	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
12	1.00	1.00	0.30	0.30	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
13	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
14	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
15	1.00	1.00	0.30	0.30	-1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
16	1.00	1.00	0.30	0.30	-1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
17	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
18	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
19	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
20	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
21	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
22	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
23	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
24	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
25	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
26	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
27	1.00	1.00	0.30	0.30	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
28	1.00	1.00	0.30	0.30	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
29	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
30	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
31	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
32	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
33	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
34	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
35	1.00	1.00	0.30	0.30	-0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
36	1.00	1.00	0.30	0.30	-0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
37	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
38	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
39	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
40	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
41	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
42	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
43	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	1.00	
44	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	1.00	
45	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	1.00	
46	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	1.00	
47	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	-0.30	1.00	
48	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.30	1.00	
49	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	-0.30	1.00	
50	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.30	1.00	
51	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0	1.00	
52	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0	1.00	
53	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0	1.00	
54	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0	1.00	
55	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	1.00	
56	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	1.00	
57	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	1.00	
58	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	1.00	
59	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	1.00	
60	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	1.00	
61	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	1.00	
62	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	1.00	
63	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0	1.00	
64	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0	1.00	
65	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0	1.00	
66	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	1.00	
67	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	-1.00	1.00	
68	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00	1.00	
69	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	-1.00	1.00	
70	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00	1.00	
71	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	1.00	
72	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	1.00	
73	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	1.00	
74	1.00	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	1.00	

**h) Indicazione motivata del metodo di analisi seguito per l'esecuzione della stessa.**

**Metodo di analisi:**

- **Problema statico** → analisi elastico lineare.
- **Problema dinamico** → analisi dinamica lineare (modale con spettro di risposta)

Il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, è l'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare dinamica".

Le analisi per azioni sismiche sono state quindi condotte con un'analisi di tipo dinamica lineare (modale con spettro di risposta) e fattore di struttura. Il criterio di combinazione delle forme modali applicato è il CQC (complete quadratic combination). L'analisi dinamica lineare consiste nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale), nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati, nella combinazione di questi effetti.

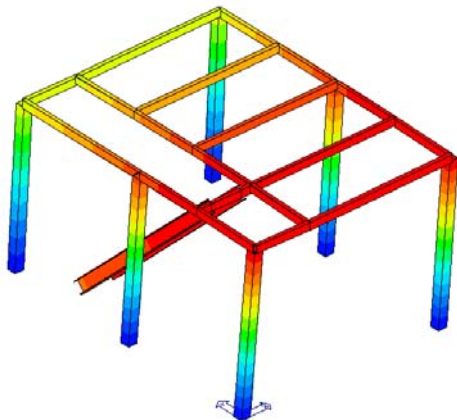
Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione (7.3.4) di NTC 2018

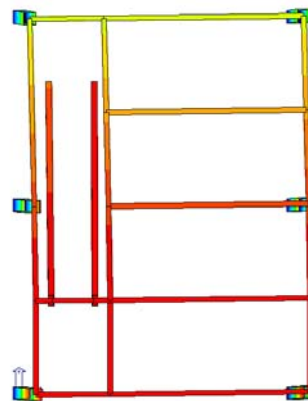
Se la risposta viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti; gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando l'espressione (7.3.10) di cui al D.M. 17/01/2018, con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Si riportano di seguito i dati modi di vibrare del soppalco, con relative immagini delle deformate per i primi due modi di vibrare suddetti:

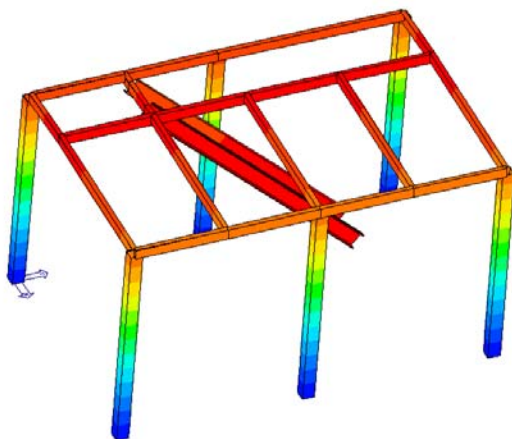
Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	daN		daN		daN			
1	3.362	0.297	0.767	1338.13	97.5	0.35	2.57e-02	8.86e-03	6.45e-04	0.0	0.0
2	4.406	0.227	0.767	0.57	4.15e-02	1365.99	99.5	0.02	1.22e-03	0.0	0.0
3	5.254	0.190	0.767	28.86	2.1	1.27	9.24e-02	1.03e-03	7.49e-05	0.0	0.0
4	10.052	0.099	0.614	0.78	5.69e-02	2.42	0.2	0.17	1.24e-02	0.0	0.0
5	12.045	0.083	0.566	0.81	5.94e-02	9.99e-03	7.28e-04	475.25	34.6	0.0	0.0
6	15.415	0.065	0.512	2.37	0.2	1.12	8.19e-02	3.44	0.3	0.0	0.0
7	18.798	0.053	0.478	0.02	1.22e-03	0.40	2.88e-02	1.28	9.31e-02	0.0	0.0
8	22.753	0.044	0.451	0.03	2.26e-03	0.19	1.35e-02	49.22	3.6	0.0	0.0
9	24.989	0.040	0.440	6.07e-03	4.42e-04	0.34	2.46e-02	0.50	3.62e-02	0.0	0.0
10	32.084	0.031	0.414	0.02	1.33e-03	0.40	2.92e-02	0.07	4.96e-03	0.0	0.0
11	33.974	0.029	0.409	0.03	2.53e-03	0.04	3.16e-03	1.42	0.1	0.0	0.0
12	37.570	0.027	0.401	0.98	7.13e-02	4.71e-04	3.43e-05	136.82	10.0	0.0	0.0
13	41.337	0.024	0.394	5.66e-03	4.12e-04	0.12	8.58e-03	10.92	0.8	0.0	0.0
14	43.908	0.023	0.390	3.05e-03	2.22e-04	0.01	7.66e-04	192.77	14.0	0.0	0.0
15	52.582	0.019	0.379	0.04	3.20e-03	1.39e-03	1.01e-04	0.34	2.49e-02	0.0	0.0
16	55.604	0.018	0.376	5.04e-04	3.67e-05	3.54e-03	2.58e-04	29.17	2.1	0.0	0.0
17	72.519	0.014	0.363	3.73e-03	2.72e-04	2.19e-03	1.59e-04	18.12	1.3	0.0	0.0
18	248.293	0.004	0.335	3.72e-05	2.71e-06	1.52e-05	1.11e-06	408.32	29.7	0.0	0.0
Risulta				1372.66		1372.66		1327.83			
In percentuale				100.00		100.00		96.73			



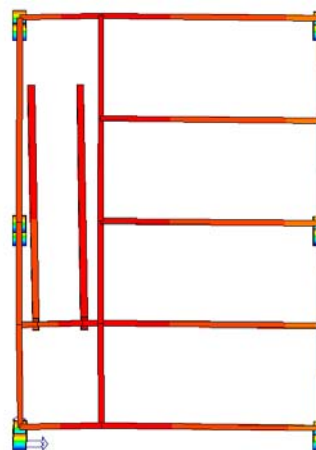
Vista Assonometrica:  
**Modo 1 - Freq. = 3.36 Hz ; T = 0.30 sec**



Vista dall'Alto:  
**Modo 1 - Freq. = 3.36 Hz ; T = 0.30 sec**



Vista Assonometrica:  
**Modo 2 - Freq. = 4.41 Hz ; T = 0.23 sec**

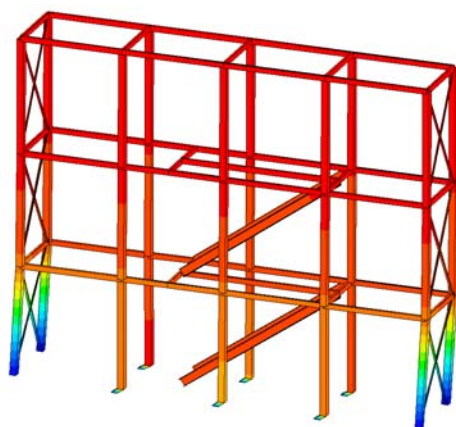


Vista dall'Alto:  
**Modo 2 - Freq. = 4.41 Hz ; T = 0.23 sec**

Si riportano di seguito i dati modi di vibrare del sopralco, con relative immagini delle deformate per i primi due modi di vibrare suddetti:

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	daN		daN		daN			
1	1.989	0.503	0.694	4794.37	99.7	0.07	1.35e-03	0.07	1.39e-03	0.0	0.0
2	2.463	0.406	0.758	0.12	2.56e-03	3407.14	70.9	0.0	0.0	0.0	0.0
3	4.782	0.209	0.758	0.03	6.03e-04	117.84	2.5	0.0	0.0	0.0	0.0
4	5.939	0.168	0.758	0.06	1.19e-03	27.59	0.6	2.03e-03	4.22e-05	0.0	0.0
5	9.377	0.107	0.627	0.07	1.41e-03	1.32e-03	2.74e-05	5.30e-05	1.10e-06	0.0	0.0
6	9.654	0.104	0.618	0.06	1.23e-03	0.02	4.64e-04	6.41e-04	1.33e-05	0.0	0.0
7	11.479	0.087	0.571	0.09	1.85e-03	56.87	1.2	0.03	6.36e-04	0.0	0.0
8	11.745	0.085	0.565	11.42	0.2	0.88	1.83e-02	7.87	0.2	0.0	0.0
9	12.292	0.081	0.554	7.70e-05	1.60e-06	187.58	3.9	0.10	1.98e-03	0.0	0.0
10	13.658	0.073	0.530	0.04	9.34e-04	44.88	0.9	0.41	8.46e-03	0.0	0.0
11	15.323	0.065	0.507	8.24e-03	1.71e-04	48.14	1.0	0.41	8.47e-03	0.0	0.0

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
12	15.476	0.065	0.506	4.04e-04	8.39e-06	634.46	13.2	0.09	1.88e-03	0.0	0.0
13	15.928	0.063	0.500	1.07e-03	2.22e-05	23.63	0.5	0.03	5.55e-04	0.0	0.0
14	17.290	0.058	0.486	9.00e-05	1.87e-06	60.34	1.3	0.06	1.20e-03	0.0	0.0
15	18.508	0.054	0.475	0.15	3.22e-03	0.01	2.78e-04	8.98	0.2	0.0	0.0
16	19.328	0.052	0.468	0.26	5.46e-03	0.54	1.12e-02	0.14	2.83e-03	0.0	0.0
17	19.949	0.050	0.464	0.09	1.85e-03	6.61	0.1	0.10	2.00e-03	0.0	0.0
18	20.902	0.048	0.457	1.77	3.69e-02	0.04	7.98e-04	109.39	2.3	0.0	0.0
19	23.098	0.043	0.444	0.07	1.45e-03	0.15	3.04e-03	1.20	2.49e-02	0.0	0.0
20	25.622	0.039	0.432	0.02	4.87e-04	3.11e-03	6.47e-05	94.69	2.0	0.0	0.0
21	32.731	0.031	0.407	0.20	4.22e-03	0.02	3.23e-04	1.57	3.27e-02	0.0	0.0
22	36.577	0.027	0.398	0.03	5.54e-04	0.03	6.14e-04	381.90	7.9	0.0	0.0
23	41.254	0.024	0.389	5.62e-06	0.0	177.55	3.7	0.56	1.16e-02	0.0	0.0
24	46.882	0.021	0.381	4.90e-03	1.02e-04	0.12	2.41e-03	734.15	15.3	0.0	0.0
25	62.282	0.016	0.365	5.22e-03	1.09e-04	7.63	0.2	64.93	1.4	0.0	0.0
26	63.499	0.016	0.364	6.19e-03	1.29e-04	6.28	0.1	54.43	1.1	0.0	0.0
27	103.352	0.010	0.347	0.0	0.0	1.08e-04	2.24e-06	3134.44	65.2	0.0	0.0
Risulta				4808.90		4808.41		4595.51			
In percentuale				100.00		99.99		95.56			



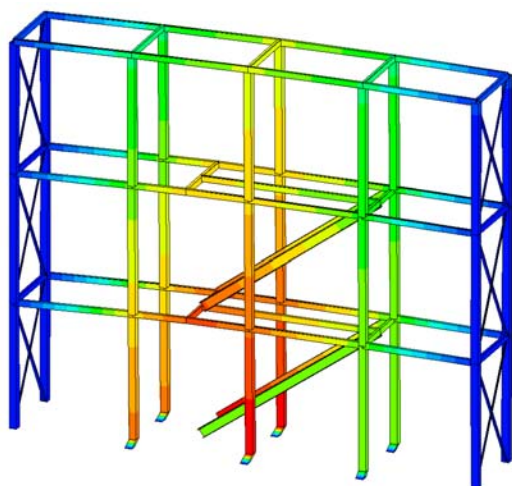
Vista Assonometrica:

**Modo 1 - Freq. = 1.99 Hz ; T = 0.50 sec**



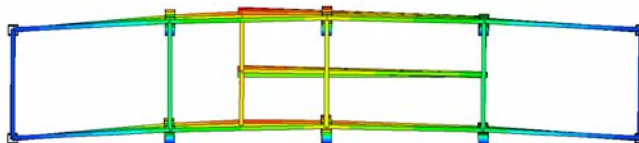
Vista dall'Alto:

**Modo 1 - Freq. = 1.99 Hz ; T = 0.50 sec**



Vista Assonometrica:

**Modo 2 - Freq. = 2.46 Hz ; T = 0.41 sec**



Vista dall'Alto:

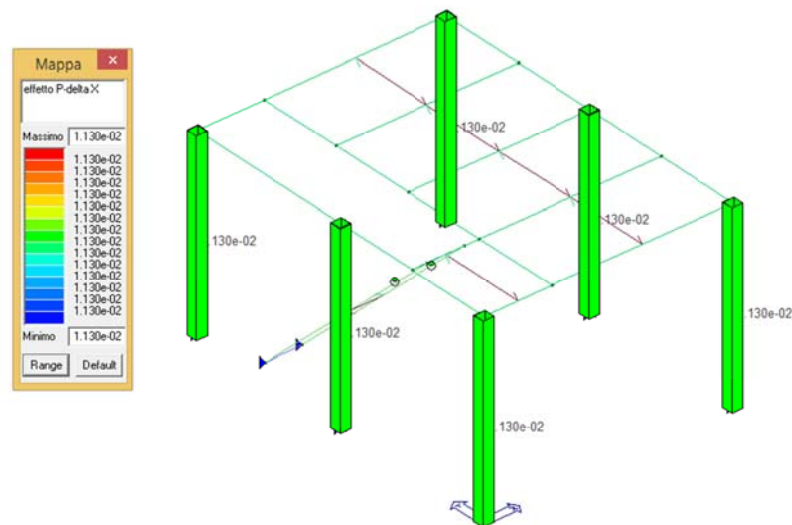
**Modo 2 - Freq. = 2.46 Hz ; T = 0.41 sec**

### **Non linearità geometriche: Analisi per effetti del secondo ordine P-Delta:**

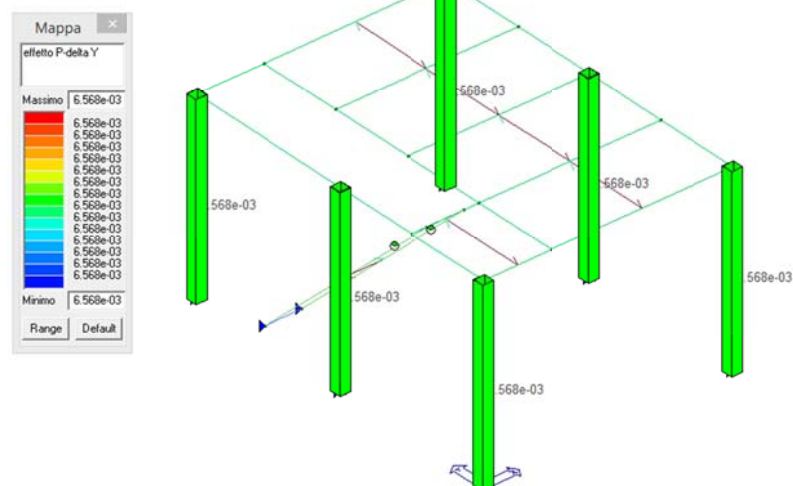
L'entità dell'effetto P-Delta per i pilastri è stimata secondo quanto previsto in NTC 2008 paragrafo 7.3.1, mediante la determinazione del parametro  $\theta$ .

Le non linearità geometriche sono prese in conto, quando necessario, attraverso il fattore  $\theta$  appresso definito. In particolare, per le costruzioni civili ed industriali esse possono essere trascurate nel caso in cui ad ogni orizzontamento risulti:  $\theta = (P \cdot d_r) / (V \cdot h) \leq 0.1$ .

Nel caso in esame le non linearità geometriche sono sempre trascurabili.

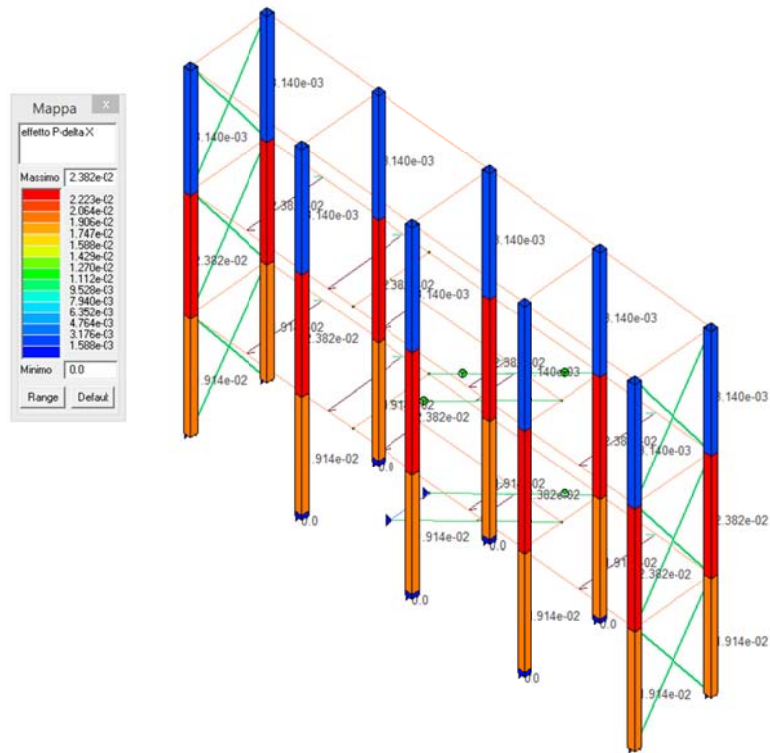


**Effetto P-delta – direzione X – Soppalco**  
 $\theta_{max} = 0.011 \leq 0.1$

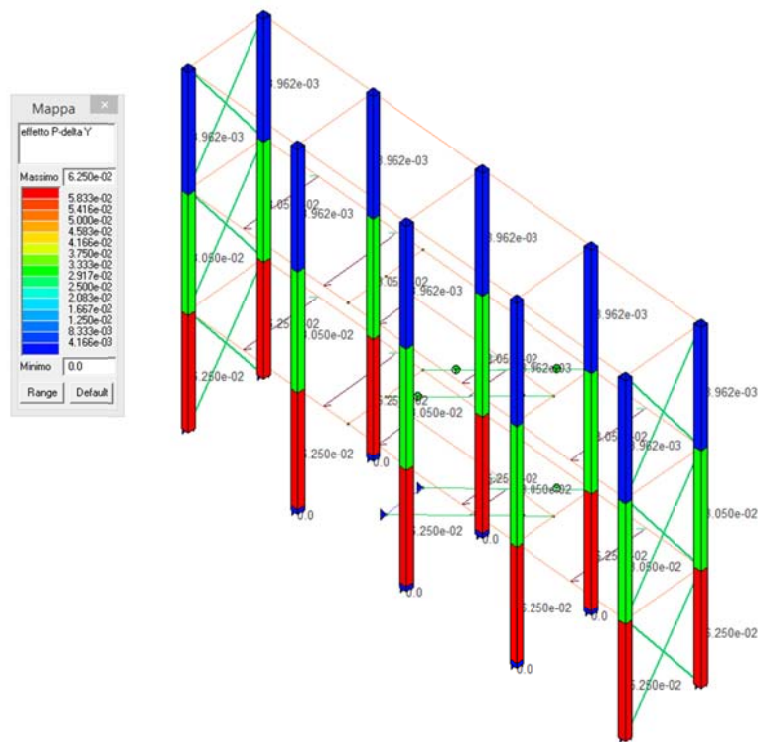


**Effetto P-delta – direzione Y – Soppalco**  
 $\theta_{max} = 0.007 \leq 0.1$





*Effetto P-delta – direzione X – Telaio Ponteggio*  
 $\theta_{max} = 0.024 \leq 0.1$



*Effetto P-delta – direzione Y – Telaio Ponteggio*  
 $\theta_{max} = 0.062 \leq 0.1$

- i) **Criteri di verifica agli stati limite indagati, in presenza di azione sismica:**
- stati limite ultimi, in termini di resistenza, di duttilità e di capacità di deformazione
  - stati limite di esercizio, in termini di resistenza e di contenimento del danno agli elementi non strutturali;

**Approccio Progettuale :** Approccio 2

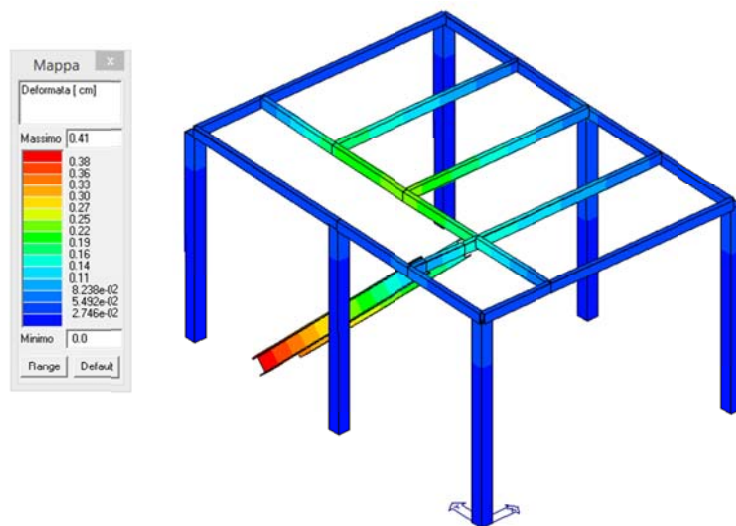
La struttura è modellata e verificata con riferimento agli Stati Limite:

Progettazione nei confronti delle azioni	Stato limite	Verifiche
Statiche e sismiche	<b>Esercizio (SLE-SLD)</b>	Tensioni in esercizio + Deformabilità
	<b>Ultimo (SLU-SLV)</b>	Resistenza ultima degli elementi strutturali

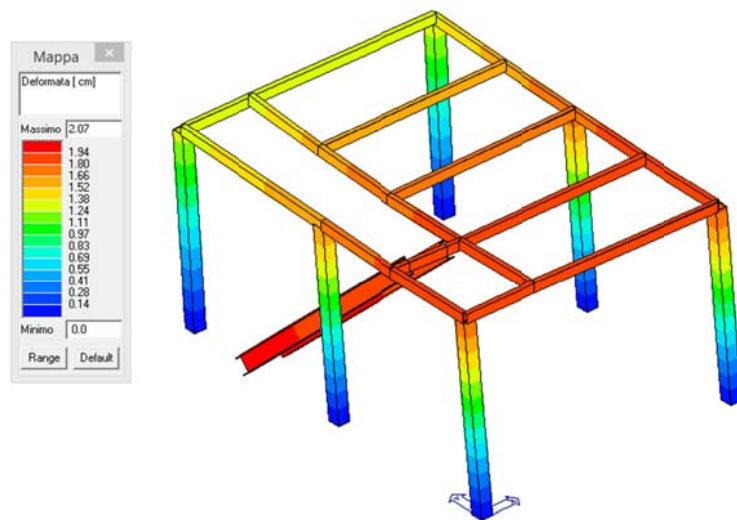
- j) **Rappresentazione delle configurazioni deformate e delle caratteristiche di sollecitazione delle strutture più significative, così come emergenti dai risultati dell'analisi, sintesi delle verifiche di sicurezza, e giudizio motivato di accettabilità dei risultati;**

Deformate Soppalco

Configurazione Deformata Combinazione 1) SLU A1 1.

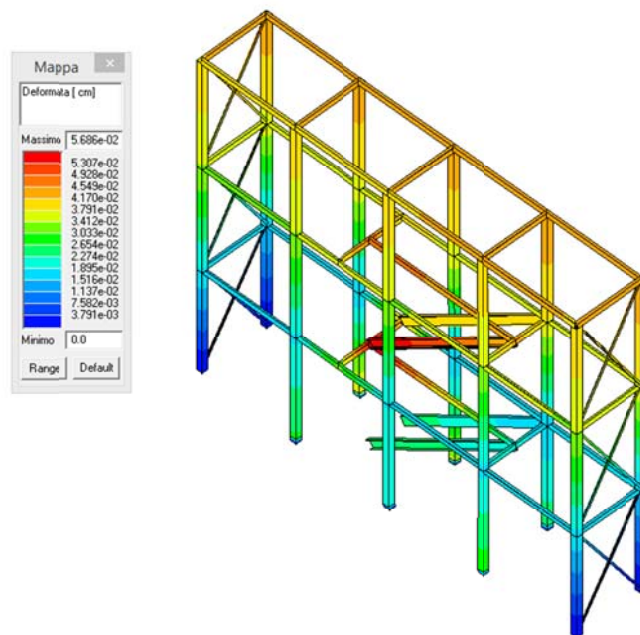


Configurazione Deformata Combinazione 40) SLU A1 (SLV Sism.) 40.

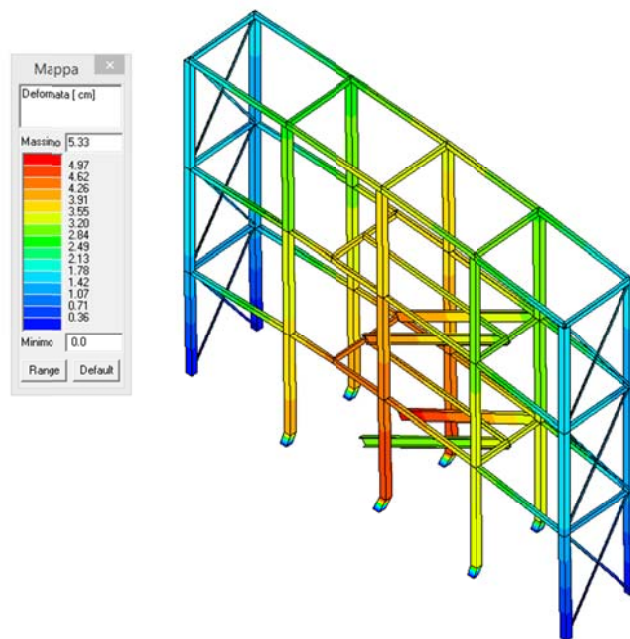


Deformate Telaio Ponteggio

Configurazione Deformata Combinazione 1) SLU A1 1.

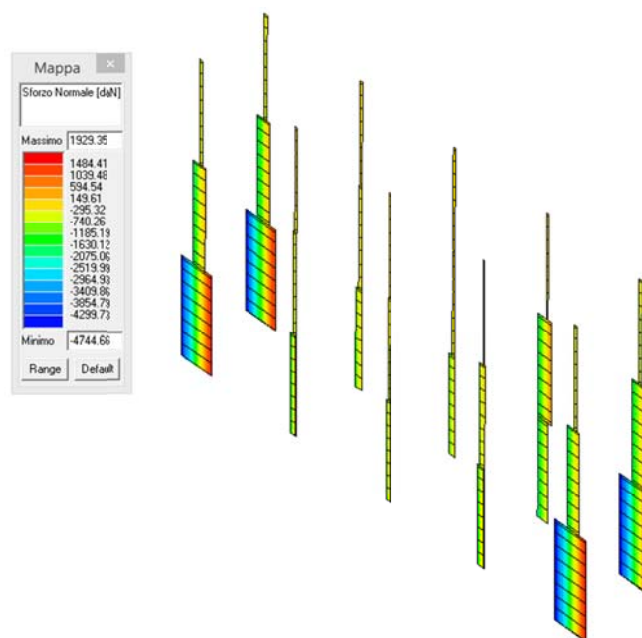


Configurazione Deformata Combinazione 29) SLU A1 (SLV Sism.) 29.

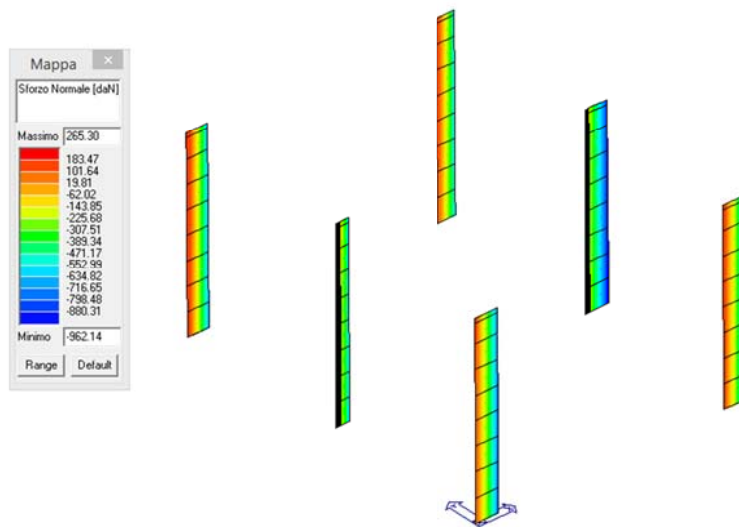


*Inviluppi delle Sollecitazioni per gli Stati Limite Ultimi*

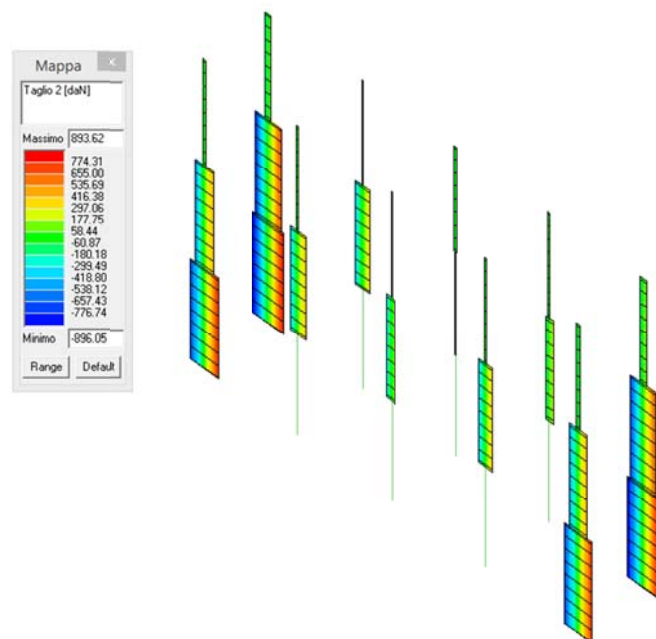
Si riportano di seguito i valori di inviluppo delle caratteristiche delle sollecitazioni per gli elementi beam D2 modellanti le **COLONNE**:



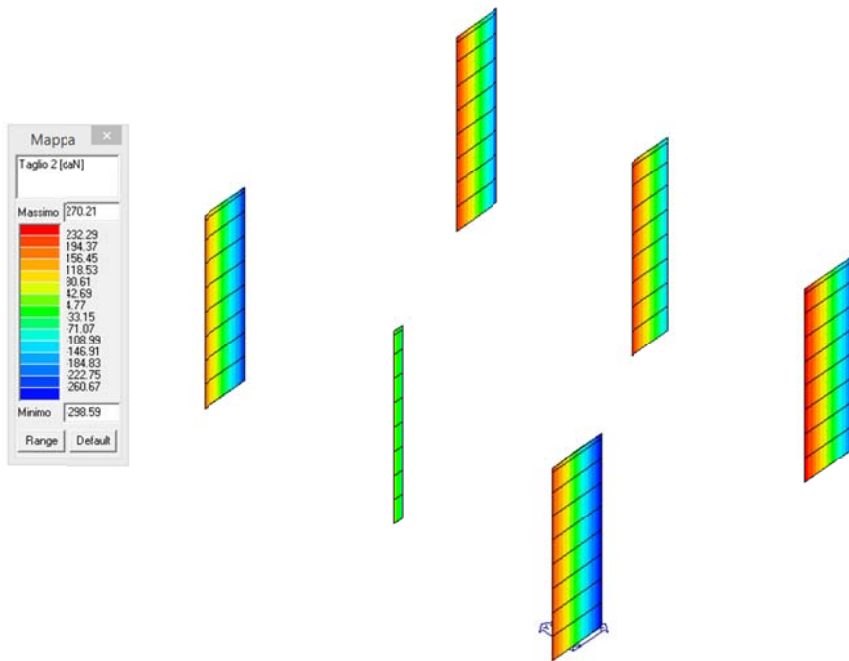
**Diagramma di Inviluppo Sforzo Normale N sui Pilastri Telaio Ponteggio**



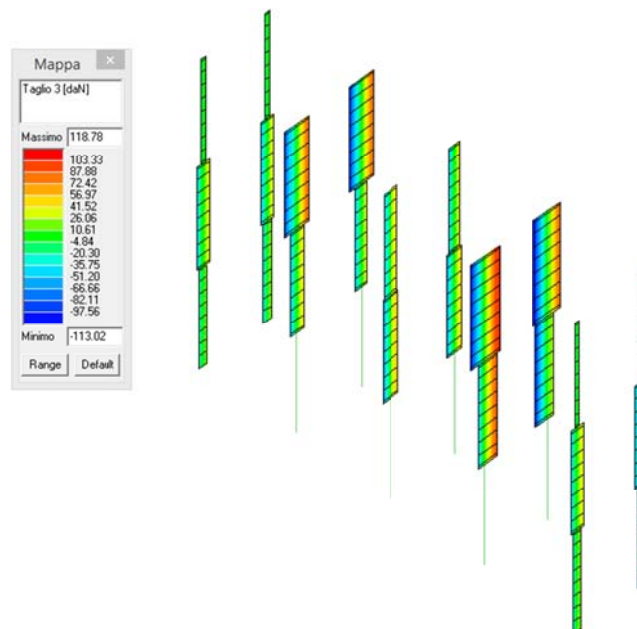
**Diagramma di Involuppo Sforzo Normale N sui Pilastri Soppalco**



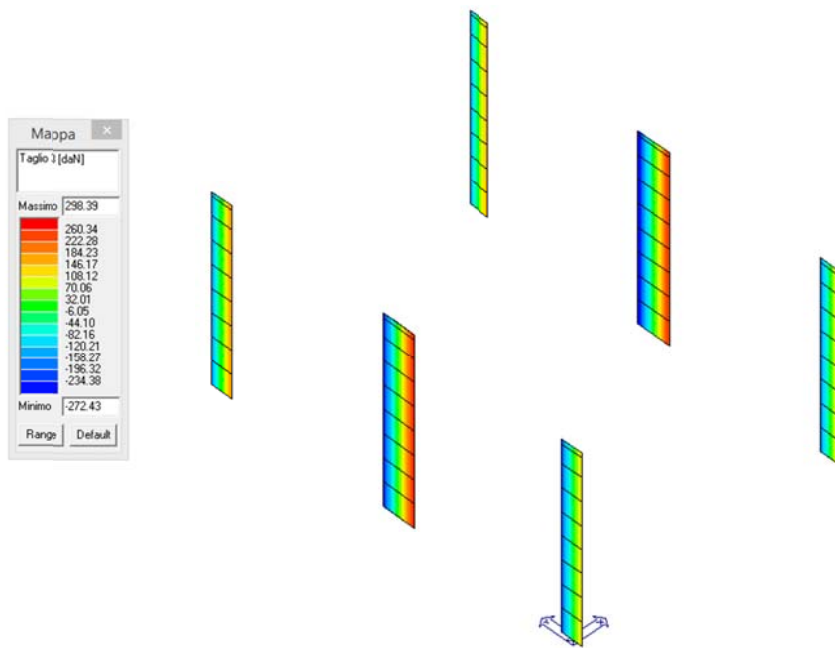
**Diagramma di Involuppo Taglio V2 sui Pilastri Telaio Ponteggio**



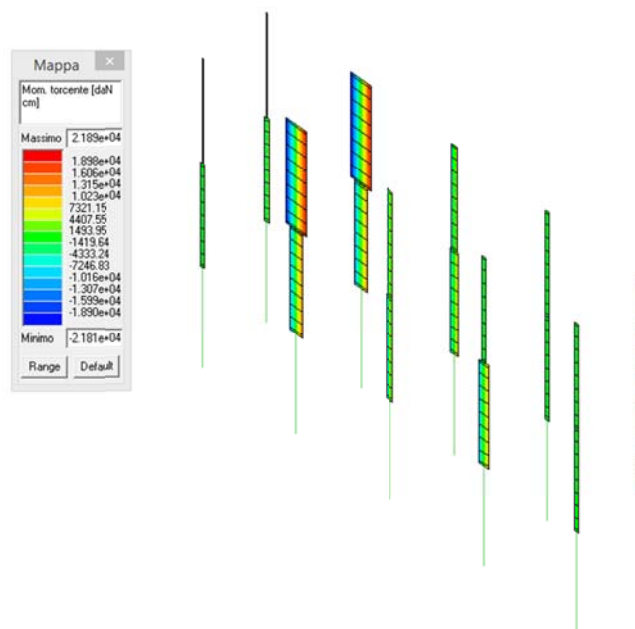
**Diagramma di Involuppo Taglio V2 sui Pilastri Soppalco**



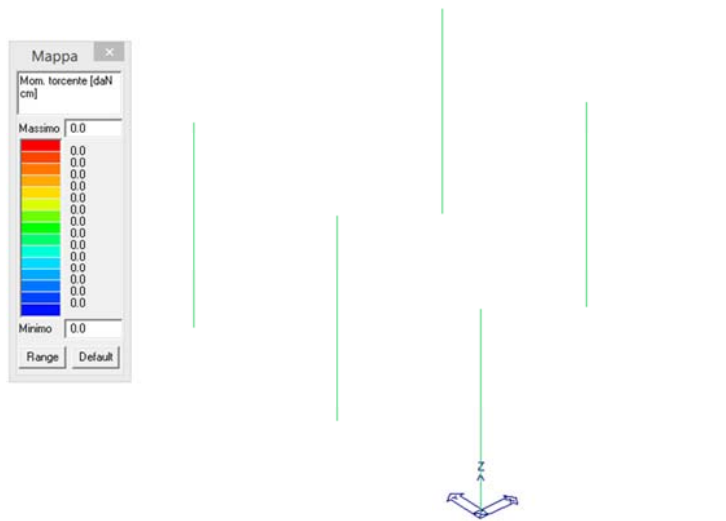
**Diagramma di Involuppo Taglio V3 sui Pilastri Telaio Ponteggio**



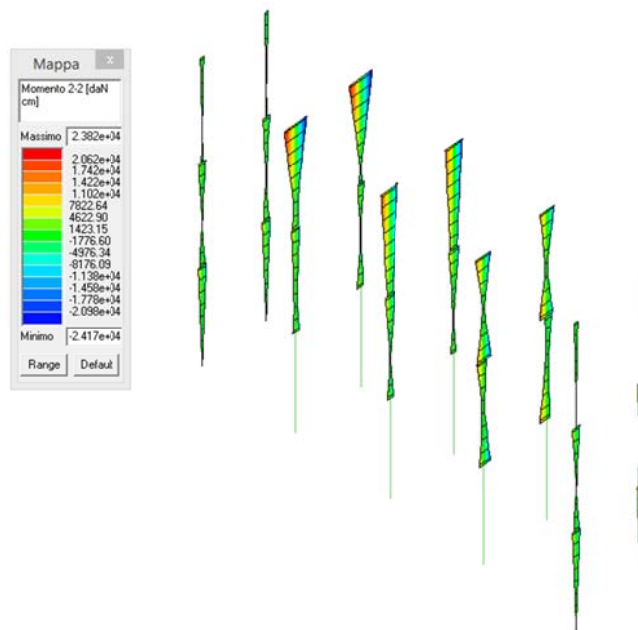
**Diagramma di Involuppo Taglio V3 sui Pilastri Soppalco**



**Diagramma di Involuppo Momento Torcente T sui Pilastri Telaio Ponteggio**

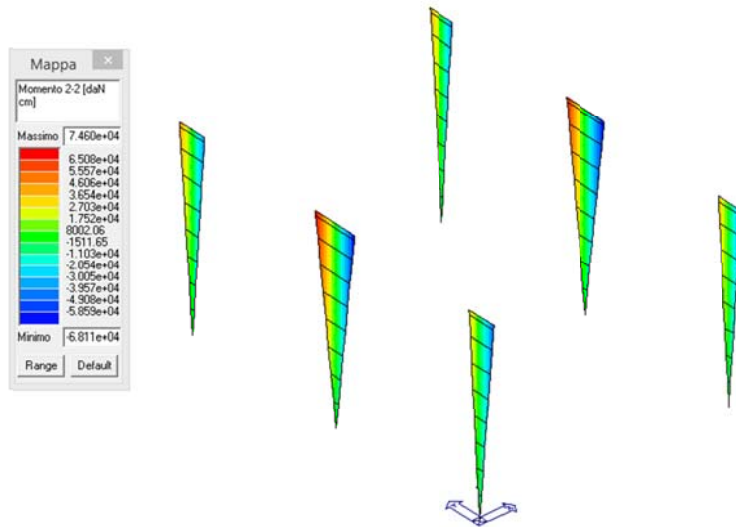


**Diagramma di Involuppo Momento Torcente T sui Pilastri Soppalco**

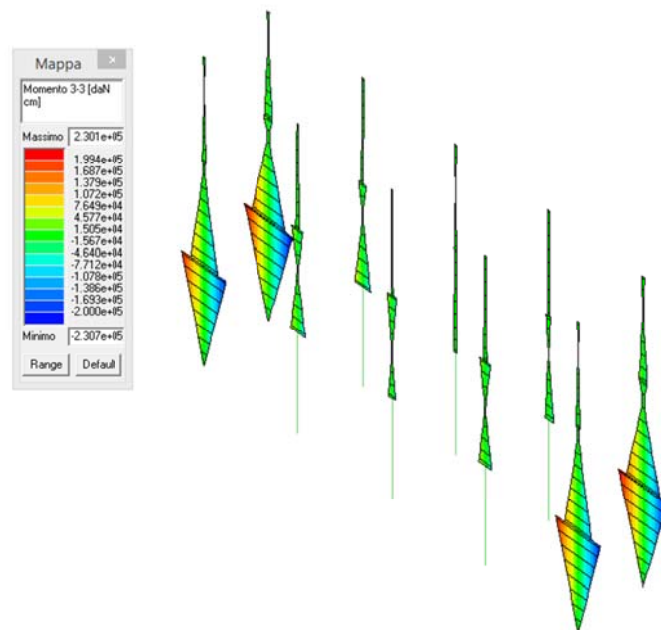


**Diagramma di Involuppo Momento Flettente M2 sui Pilastri Telaio Ponteggio**

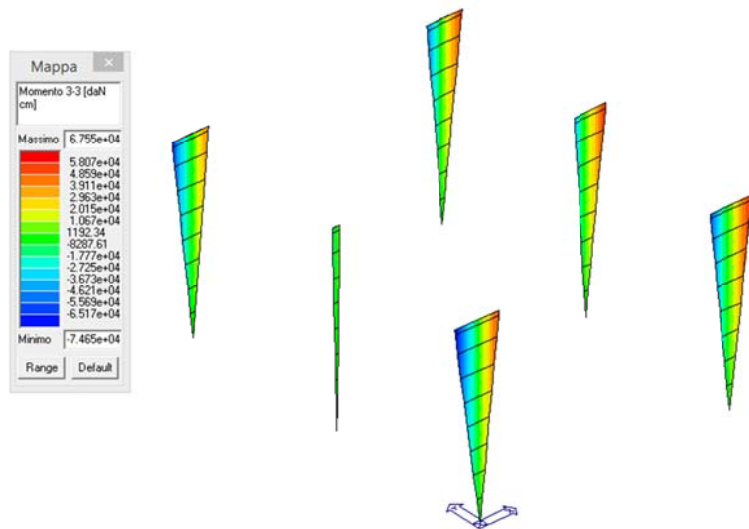




**Diagramma di Involuppo Momento Flettente M2 sui Pilastri Soppalco**

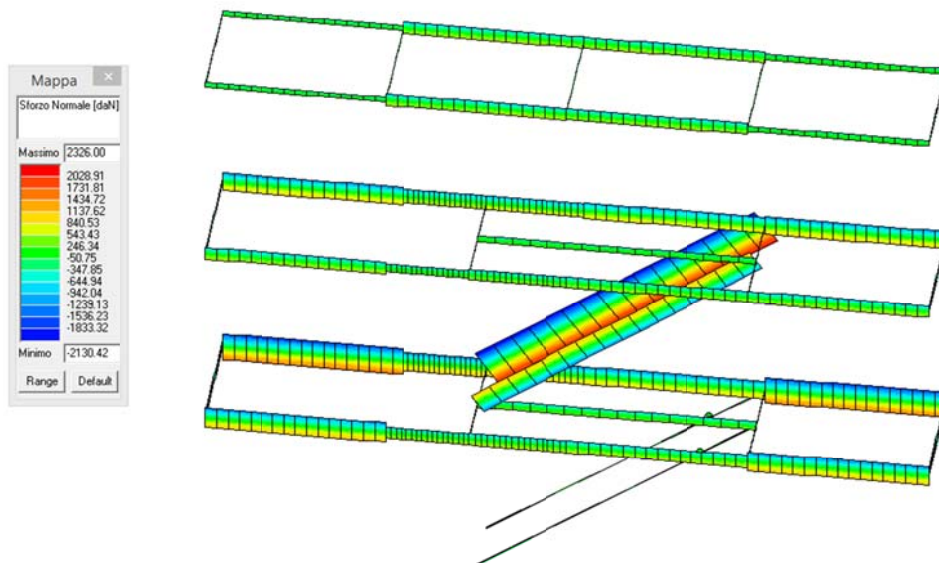


**Diagramma di Involuppo Momento Flettente M3 sui Pilastri Telaio Ponteggio**

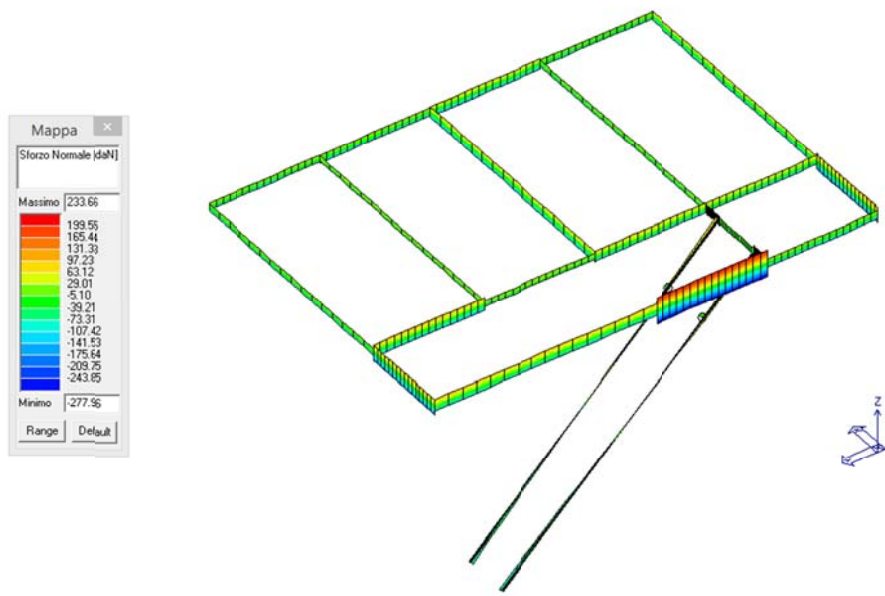


**Diagramma di Involuppo Momento Flettente M3 sui Pilastri Soppalco**

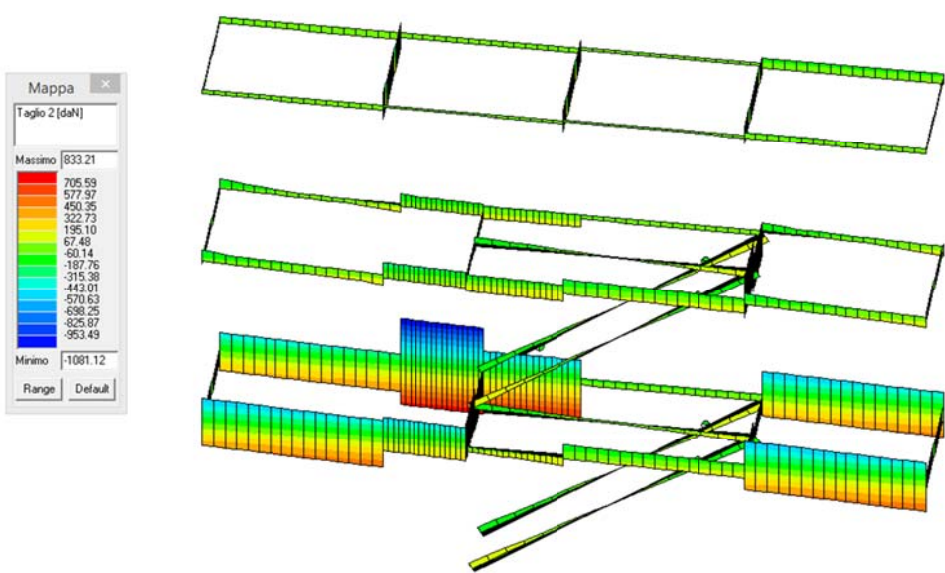
Si riportano di seguito i valori di involucro delle caratteristiche delle sollecitazioni per gli elementi beam D2 modellanti le TRAVI:



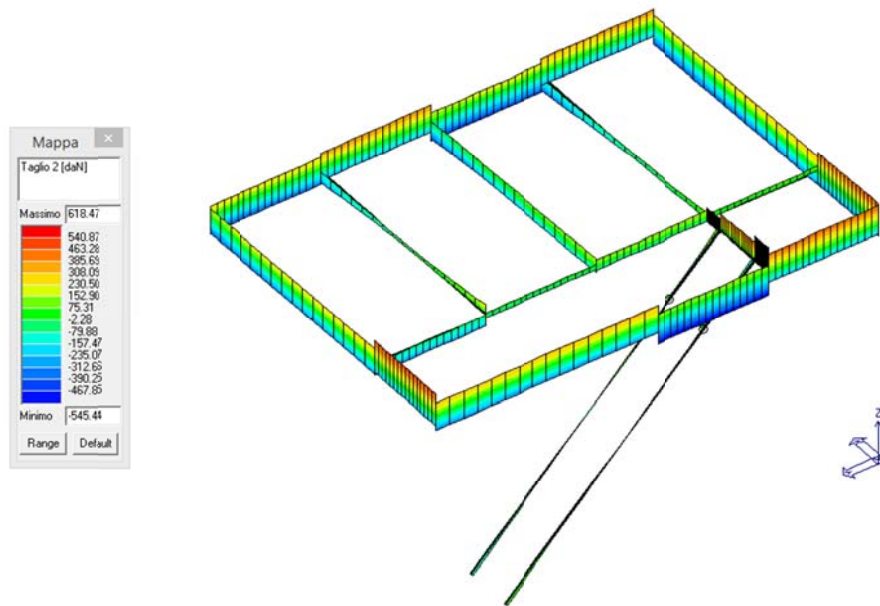
**Diagramma di Involuppo Sforzo Normale N sulle Travi Telaio Ponteggio**



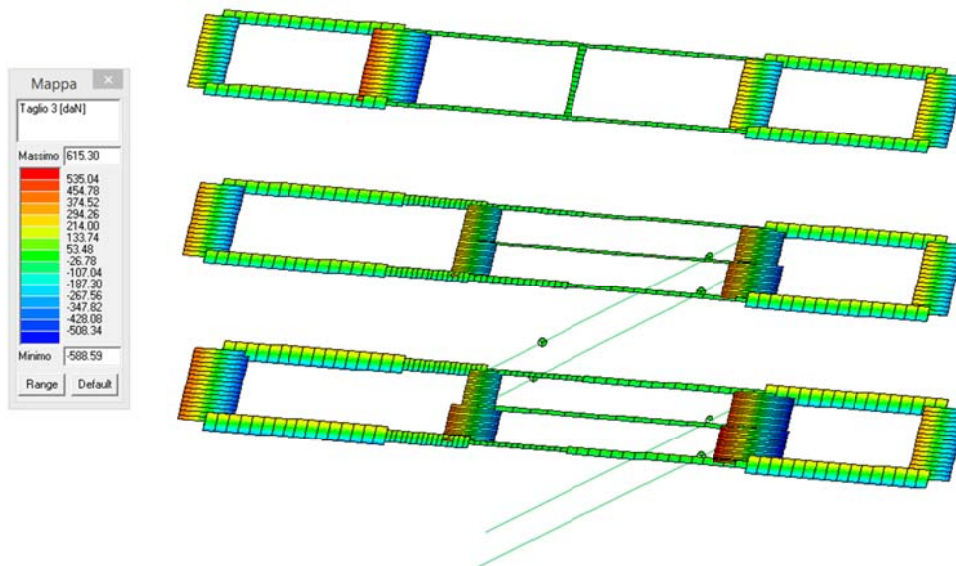
**Diagramma di Involuppo Sforzo Normale N sulle Travi Soppalco**



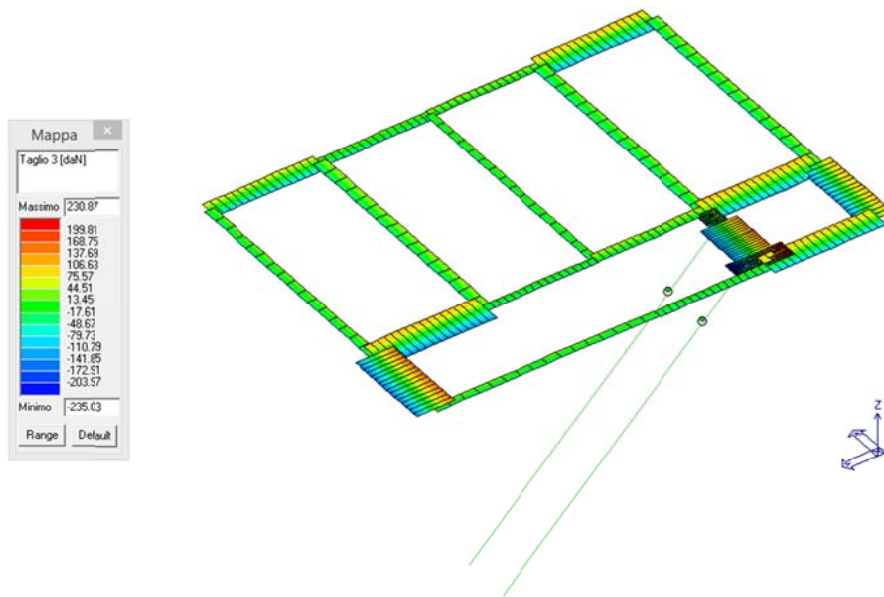
**Diagramma di Involuppo Taglio V2 sulle Travi Telaio Ponteggio**



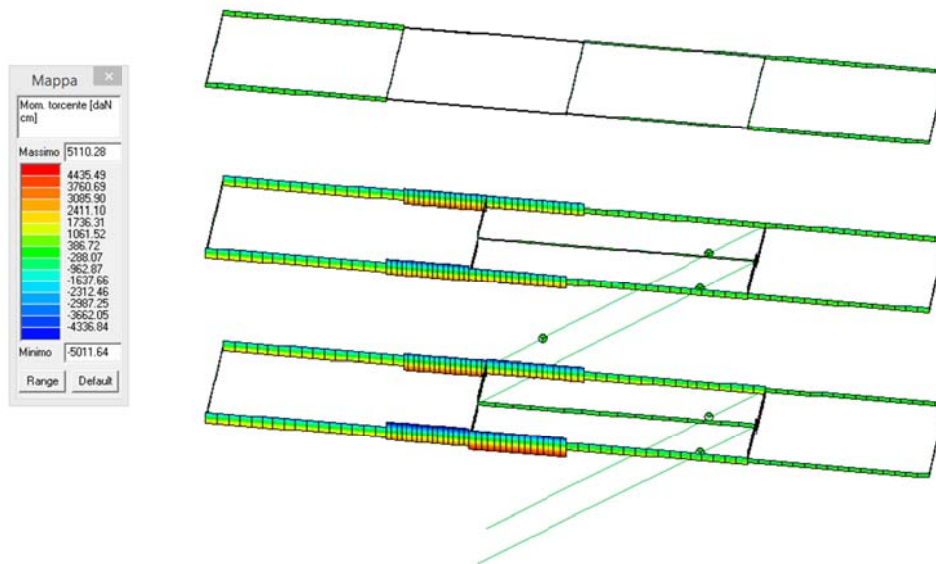
**Diagramma di Inviluppo Taglio V2 sulle Travi Soppalco**



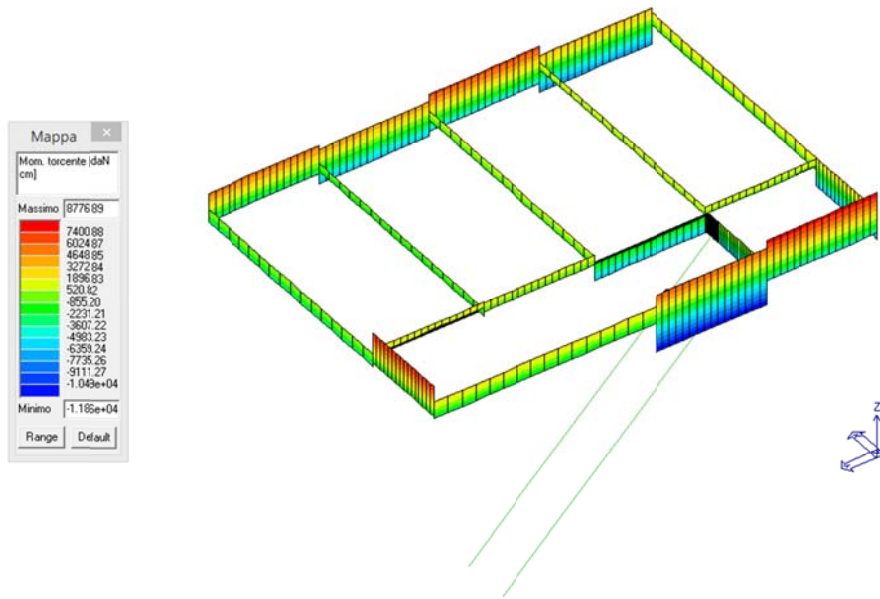
**Diagramma di Inviluppo Taglio V3 sulle Travi Telaio Ponteggio**



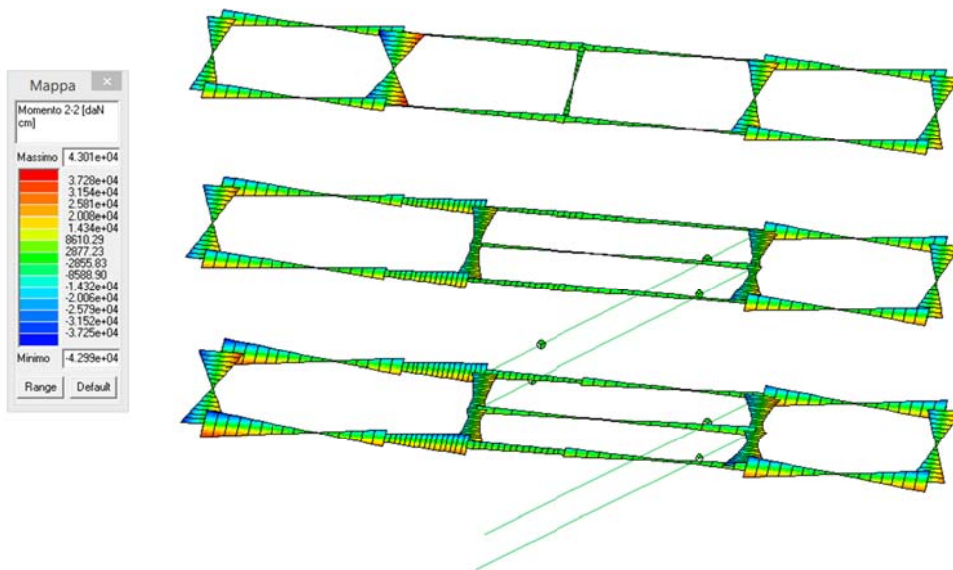
**Diagramma di Involuppo Taglio V3 sulle Travi Soppalco**



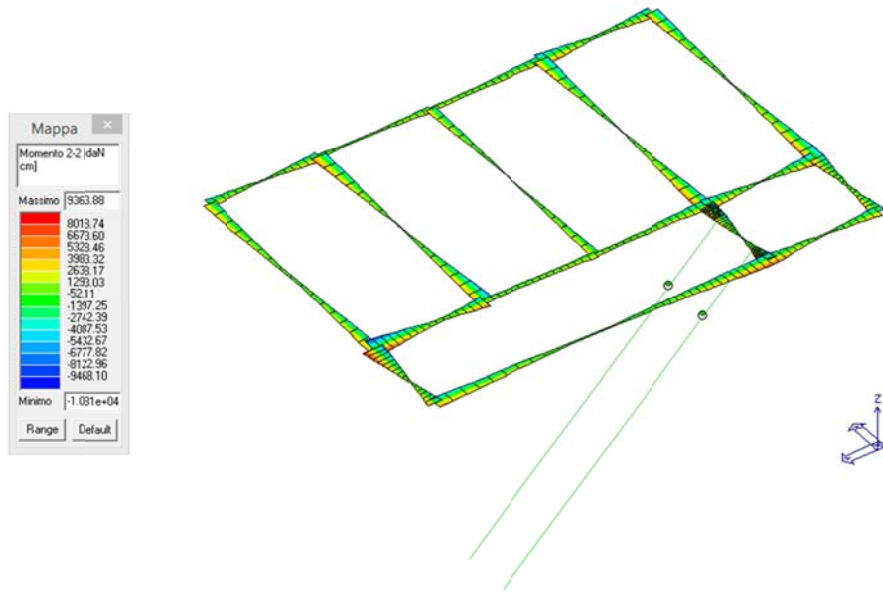
**Diagramma di Involuppo Momento Torcente T sulle Travi Telaio Ponteggio**



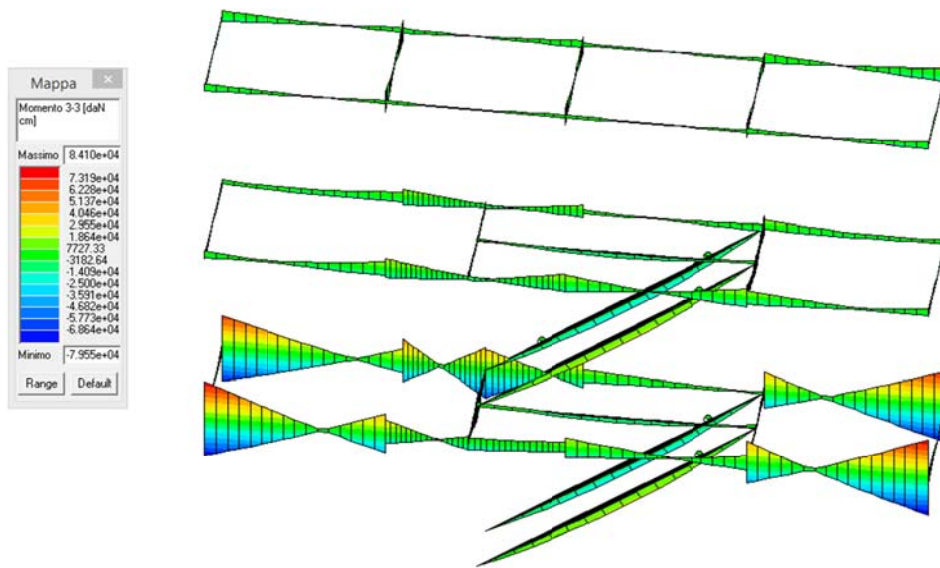
**Diagramma di Involuppo Momento Torcente T sulle Travi Soppalco**



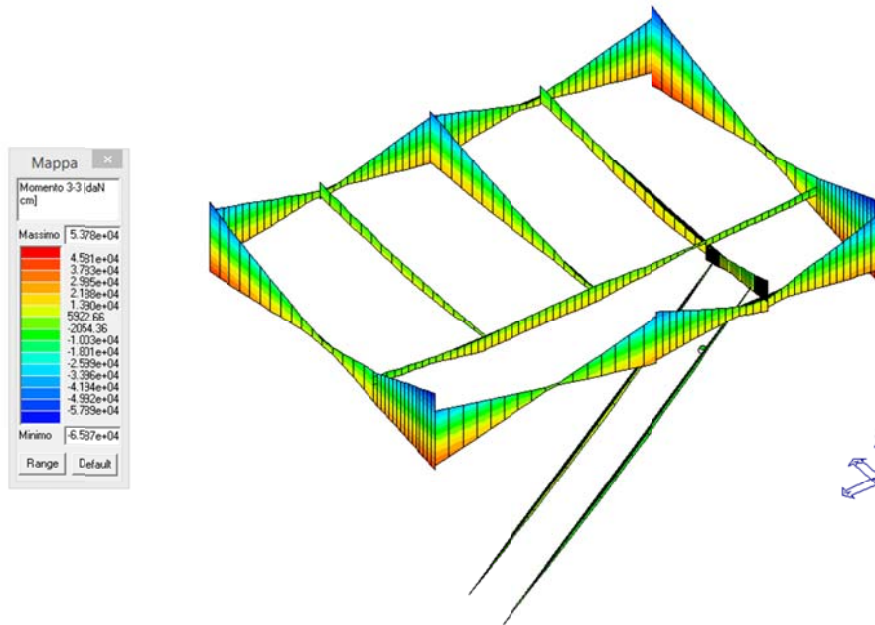
**Diagramma di Involuppo Momento Flettente M2 sulle Travi Telaio Ponteggio**



**Diagramma di Involuppo Momento Flettente M2 sulle Travi Soppalco**

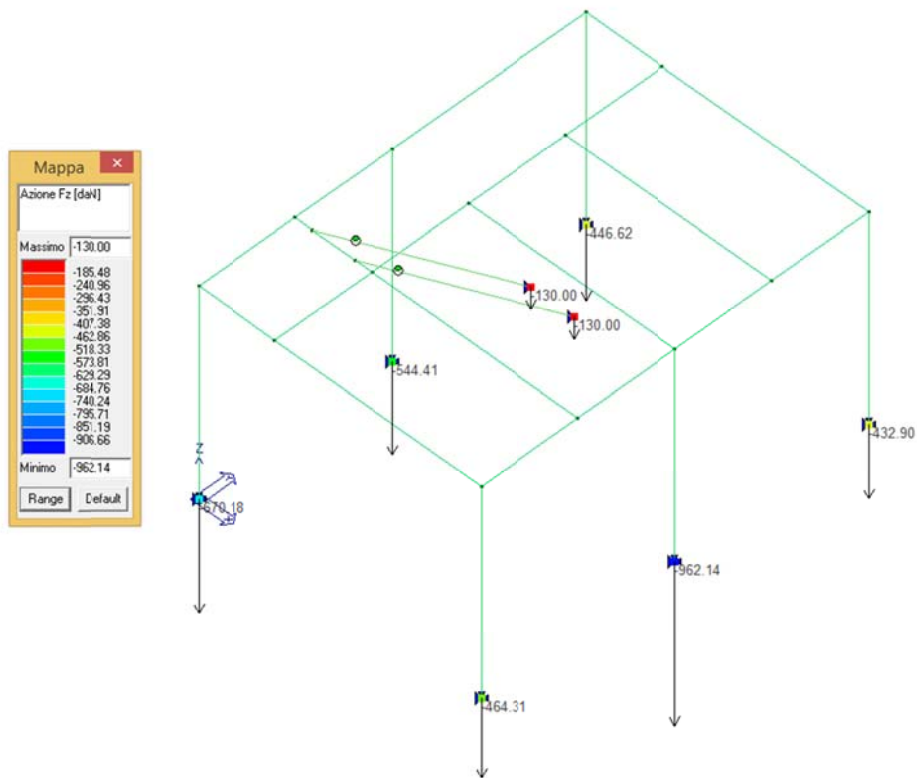


**Diagramma di Involuppo Momento Flettente M3 sulle Travi Telaio Ponteggio**



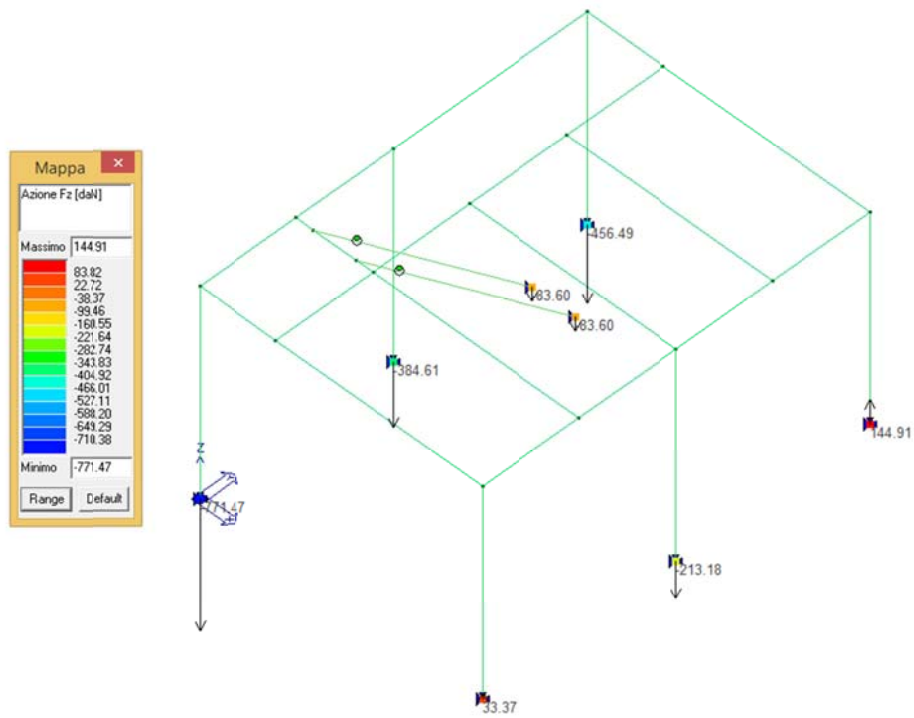
**Diagramma di Involuppo Momento Flettente M3 sulle Travi Soppalco**

Si riportano di seguito i valori massimi/minimi delle reazioni vincolari all base del soppalco e del telaio che accoglie la ptegggio:

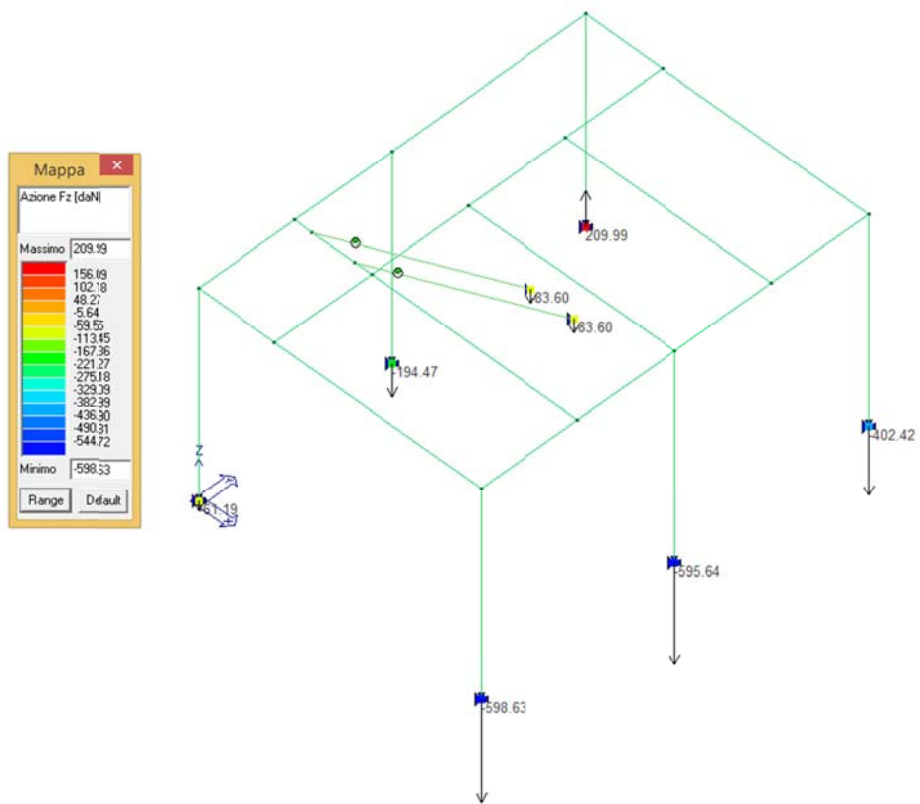


**Valori massimi delle compressioni SLU per soppalco**

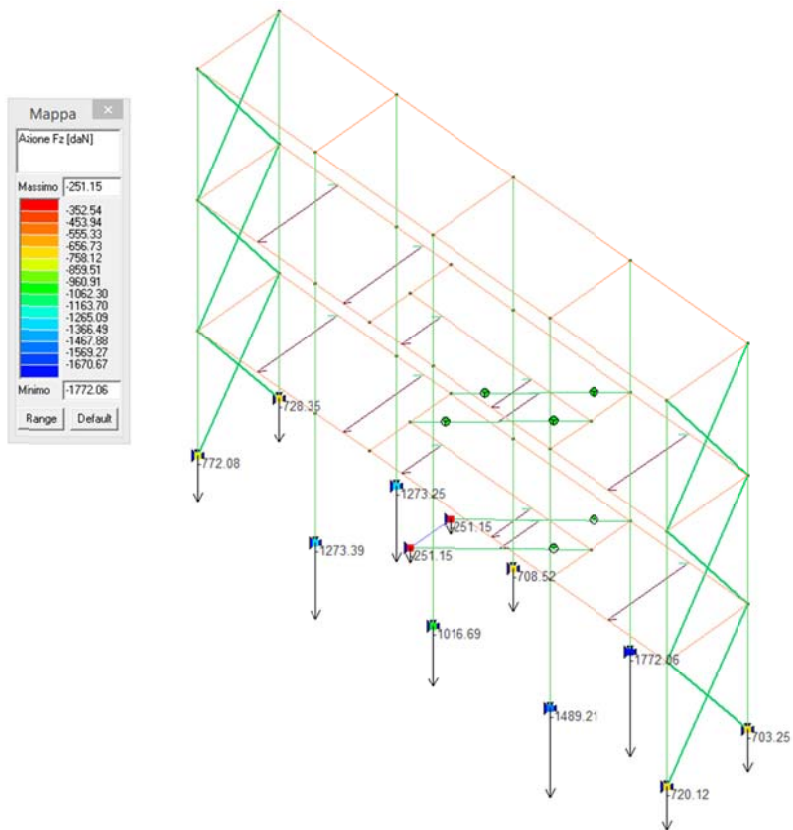




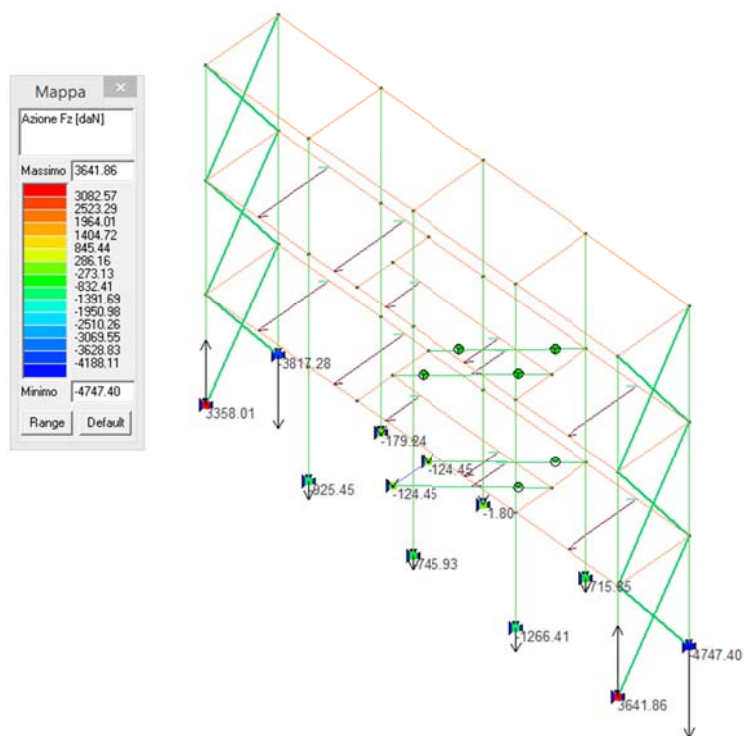
**Valori massimi delle compressioni SLV per soppalco**



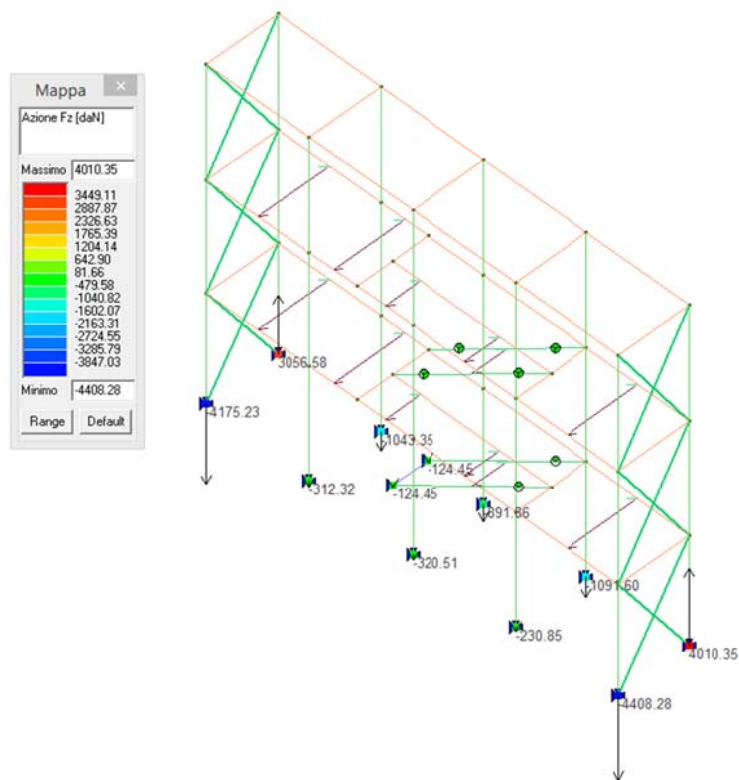
**Valori massimi delle trazioni SLV per soppalco**



**Valori massimi delle compressioni SLU per ponteggio**



**Valori massimi delle compressioni SLV per ponteggio**



**Valori massimi delle trazioni SLV per ponteggio**

Giudizio Motivato di accettabilità dei risultati

Una prima conferma sulla validità dei risultati può essere effettuata osservando le deformate teoriche ( evidenziate precedentemente ) e notando che non sono manifeste incongruenze negli spostamenti ammissibili della struttura.

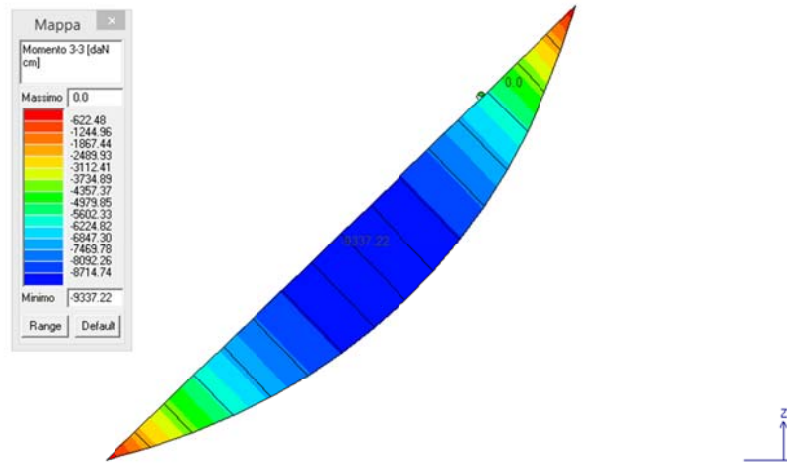
Ulteriore verifica è fornita confrontando i risultati dell'elaboratore con quelli ottenuti per via analitica da semplici schemi statici strutturali di pre-dimensionamento risolti con i metodi canonici della scienza delle costruzioni.

In particolare si confrontano il momento flettente su un cosciale della ponteggio d'accesso al soppalco derivante dall'analisi numerica con PRO\_SAP e quello derivante dal calcolo analitico su trave doppiamente appoggiata.

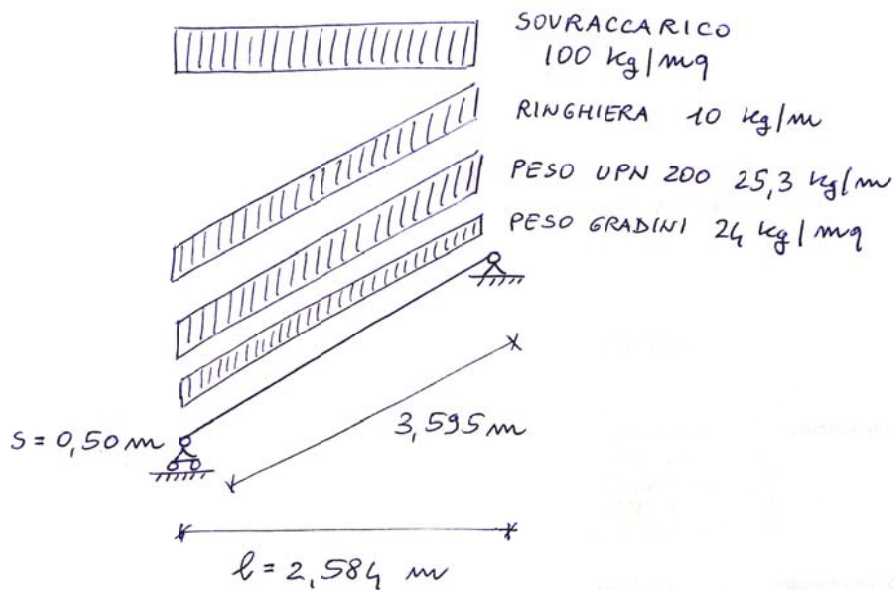
Si considera la combinazione di carico 9 (Comb. SLU A1 9). Azioni e carichi sono quantificati coerentemente con quanto esposto al precedente paragrafo dedicato.

I risultati dell'analisi numerica mostrano di fatto che il momento sulla mezzera della trave ha un valore pari a:

Sollecitazioni	M 33 max
Comb. 9 SLU	daN*cm
	9337.22



Dai principi della scienza delle costruzioni, risolvendo lo schema statico della trave doppiamente appoggiata, si ottiene un momento in mezzeria pari ad:



$$q_k = 25 \text{ kg/m}$$

$$g_k = 57,46 \text{ kg/m}$$

$$p_d = 1,3 g_k + 1,5 q_k = 112,2 \text{ kg/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{p_d l^2}{8} = 93,64 \text{ kgm}$$

$$M_{Ed} = 9364 \text{ daNcm} \sim M_{33 \text{ max}} = 9337 \text{ daNcm}$$

Estendendo il risultato ottenuto a campione all'intera struttura, si può affermare che i risultati dell'analisi possono ritenersi accettabili.

**k) Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo;**

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

Informazioni sul codice di calcolo	
Titolo:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2018-11-184)
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara
Codice Licenza:	Licenza dsi1899

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:

Affidabilità dei codici utilizzati
2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.  E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: <a href="http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm">http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm</a>

**l) con riferimento alle strutture geotecniche o di fondazione: fasi di realizzazione dell'opera (se pertinenti), sintesi delle massime pressioni attese, cedimenti e spostamenti assoluti/differenziali, distorsioni angolari, verifiche di stabilità terreno-fondazione eseguite, ed altri aspetti e risultati significativi della progettazione di opere particolari;**

Il modello della struttura in elevazione è stato considerato vincolato alla base tramite cerniere. Le azioni sono scaricate sul sottostante pavimento esistente, costituito da una soletta in c.a. di spessore 5 cm minimo, e/o sui muri d'ambito.

Il soppalco viene vincolato direttamente a detta soletta tramite connettori meccanici e le massime azioni agenti staticamente e sismicamente non si reputano dannose ai fini dell'integrità e capacità portante della soletta medesima.

Il telaio della ponteggio si vincola per appoggio alla soletta in c.a. per lo scarico delle azioni gravitazionali, mentre è vincolata alle pareti d'ambito, sempre al livello del pavimento esistente, per scaricare le azioni sismiche. Si ritiene che la soletta non necessiti di particolari verifiche per assorbire i carichi su essa gravanti, mentre sarà sede di verifica l'ancoraggio ai muri.

## 2. DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI IN ACCIAIO

Si riportano le verifiche degli elementi strutturali principali.

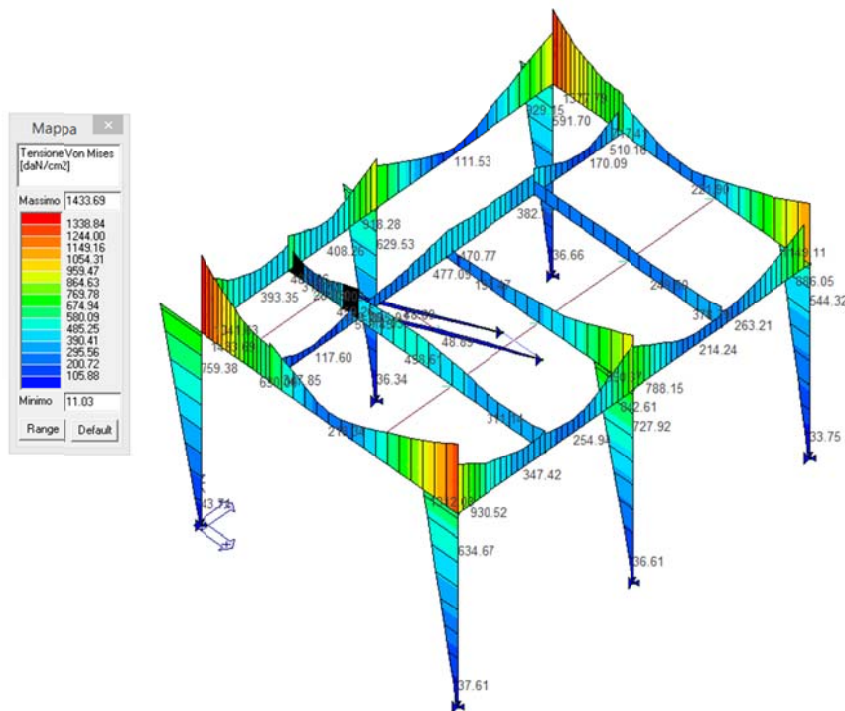
Delle verifiche sono riportati gli esiti agli stati limite opportuni in condizioni statiche e sismiche mediante le mappe cromatiche fornite in output dal software PRO\_SAP.

Si sono effettuate le verifiche degli elementi strutturali solo in termini di resistenza ultima e deformabilità in esercizio.

I tabulati di calcolo con l'esplicitazione numerica di tutte le verifiche sotto elencate per ogni singolo elemento modellato sono riportate nel fascicolo di calcolo allegato alla presente relazione e ad esso si rimanda per i dettagli del caso.

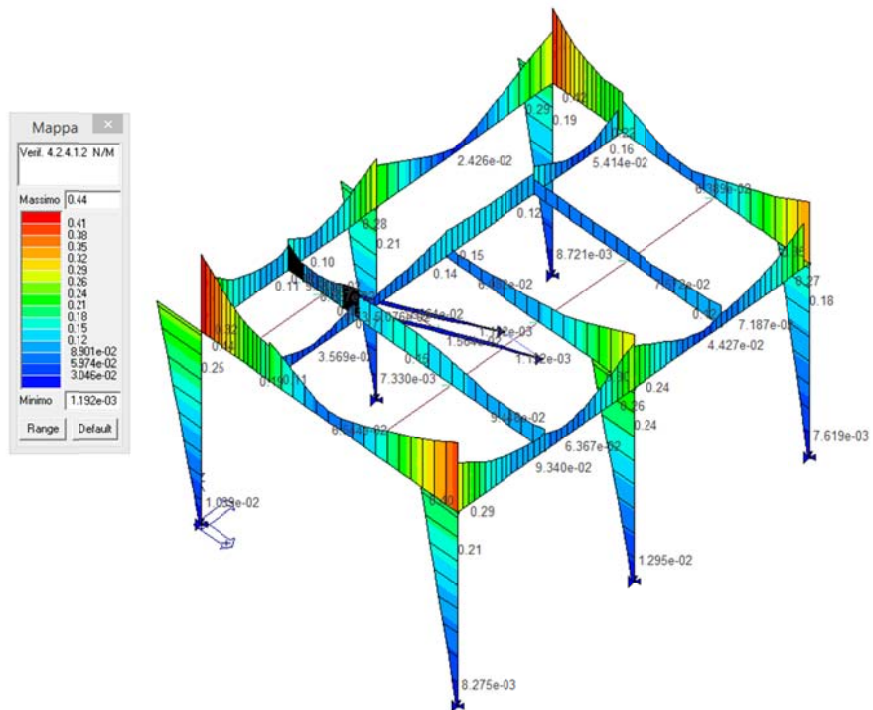
### 2.1 Soppalco - Verifiche agli Stati Limite Ultimo SLU-SLV

**Tens. 4.2.4 (sqrt)** : Permette la visualizzazione della radice del valore espresso dalla formula 4.2.4 di NTC 2018, da confrontare quindi con  $f_{yk}/\gamma_{M0}$  che in questo caso vale  $2619 \text{ Kg/cm}^2$  (acciaio S275).



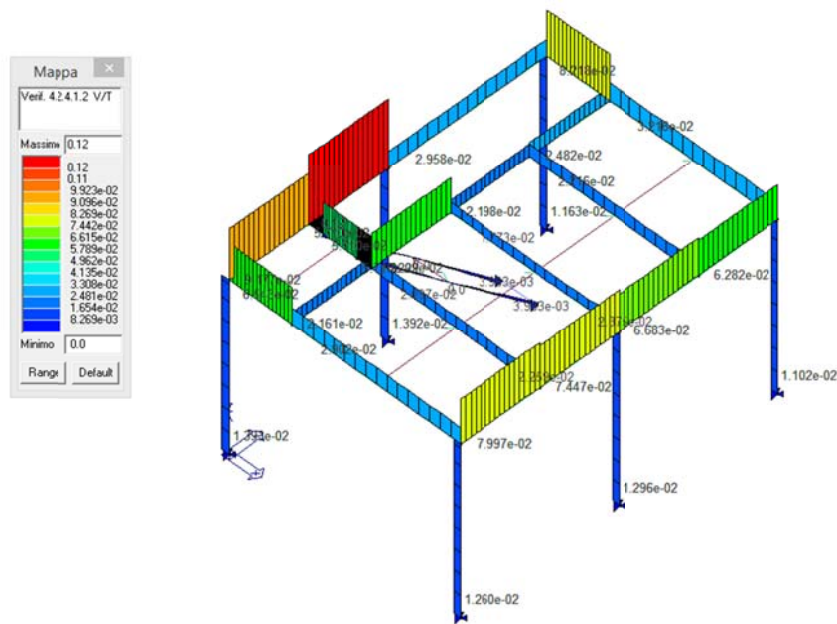
**Verif. 4.2.4 (sqrt) :  $1434 \leq 2619 \text{ Kg/cm}^2$  Verifica Soddisfatta**

**Verif. 4.2.4.1.2 N/M** : Permette la visualizzazione dei risultati ottenuti dalla verifica a Flessione e forza assiale degli elementi. La verifica tiene conto del fattore di riduzione per taglio  $\rho$  (formula 4.2.41). Le formule utilizzate sono la 4.2.39 o 4.2.40 di Ntc 2018, in funzione della classe della sezione. La verifica è soddisfatta se il valore è inferiore a 1.



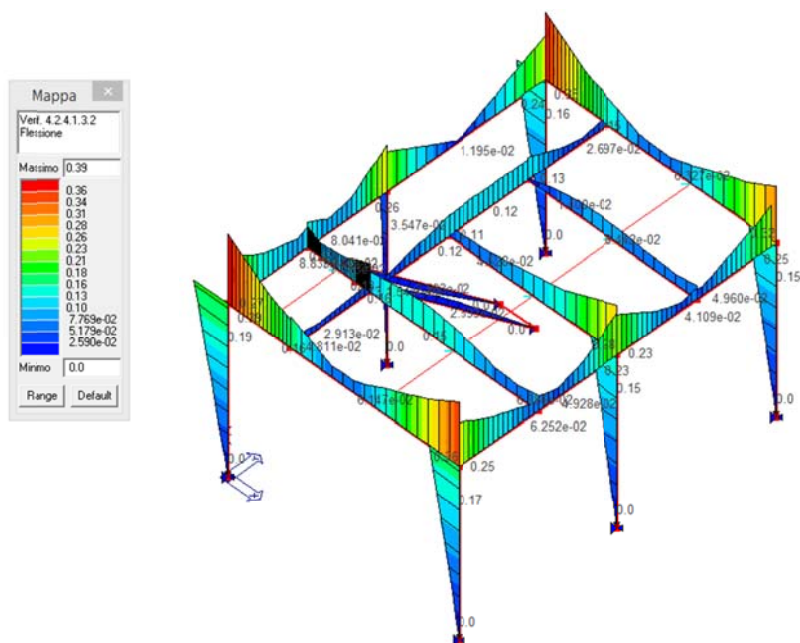
**Verif. 4.2.4.1.2 N/M :  $0.44 \leq 1.00$  Verifica Soddisfatta**

**Verif. 4.2.4.1.2 V/T :** Permette la visualizzazione dei risultati ottenuti dalla verifica a Taglio e torsione degli elementi espressi mediante i valori di  $V_{Ed}/V_{c,Rd}$  (oppure  $T_{Ed}/T_{Rd}$  se questa dovesse risultare più restrittiva). In presenza di torsione viene applicata la formula 4.2.25 o 4.2.26 di NTC 2018 per sezioni cave.



**Verif. 4.2.4.1.2 V/T:  $0.12 \leq 1.00$  Verifica Soddisfatta**

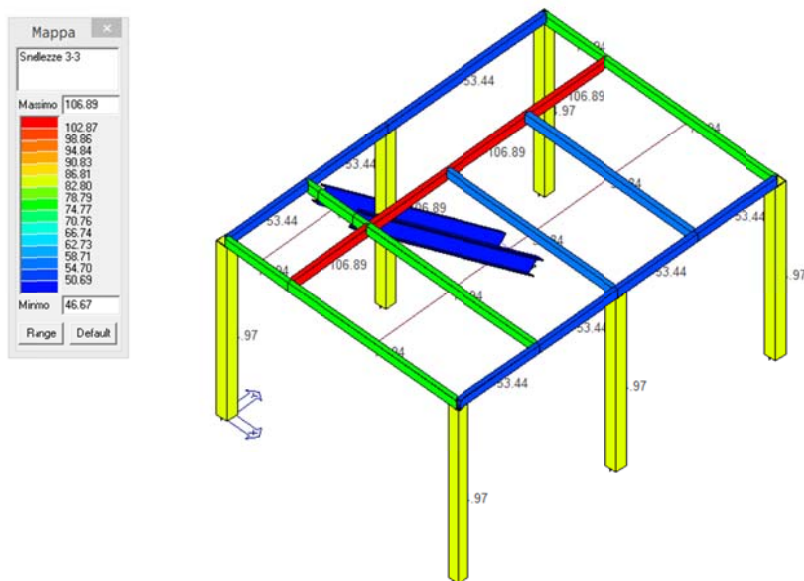
**Verif. 4.2.4.1.3.2 Fless.** Permette la visualizzazione dei risultati delle verifiche di stabilità eseguite secondo la formula 4.2.49 di NTC 2018.



Verif. 4.2.4.1.3.2 Fless:  $0.39 \leq 1.00$  Verifica Soddisfatta

## **2.2 Soppalco - Verifiche agli Stati Limite Ultimo SLE-SLD**

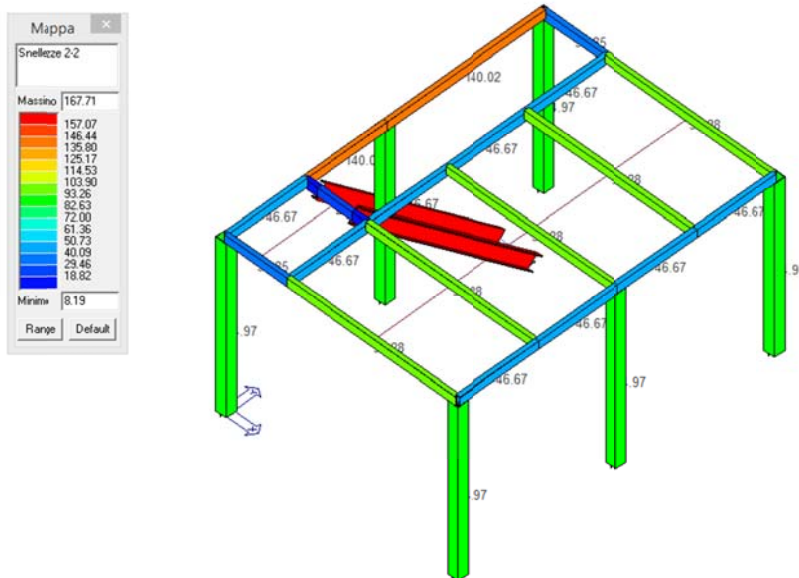
**Snellezze 3-3** Permette la visualizzazione dei valori della snellezza degli elementi per flessione attorno all'asse 3-3 locale;



Snellezza 3-3 :  $107 < 200$  Verifica Soddisfatta

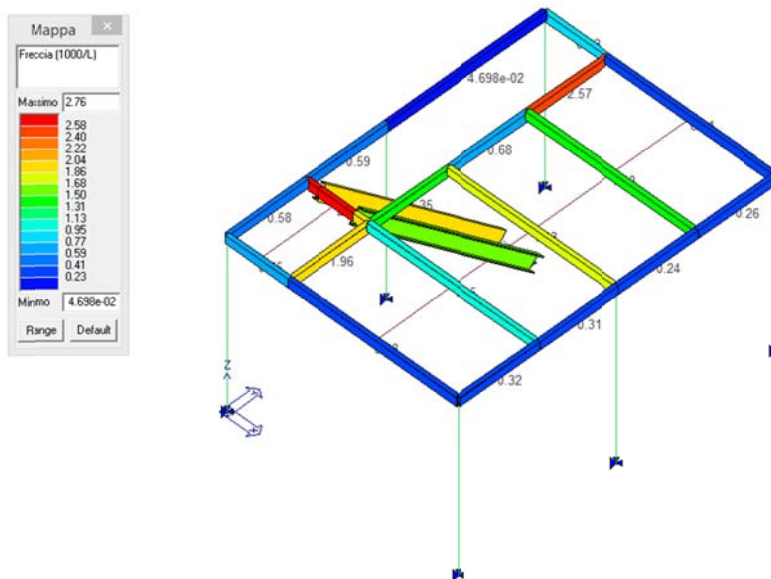


**Snellezze 2-2** Permette la visualizzazione dei valori della snellezza degli elementi per flessione attorno all'asse 2-2 locale;



**Snellezza 2-2 :  $168 < 200$  Verifica Soddisfatta**

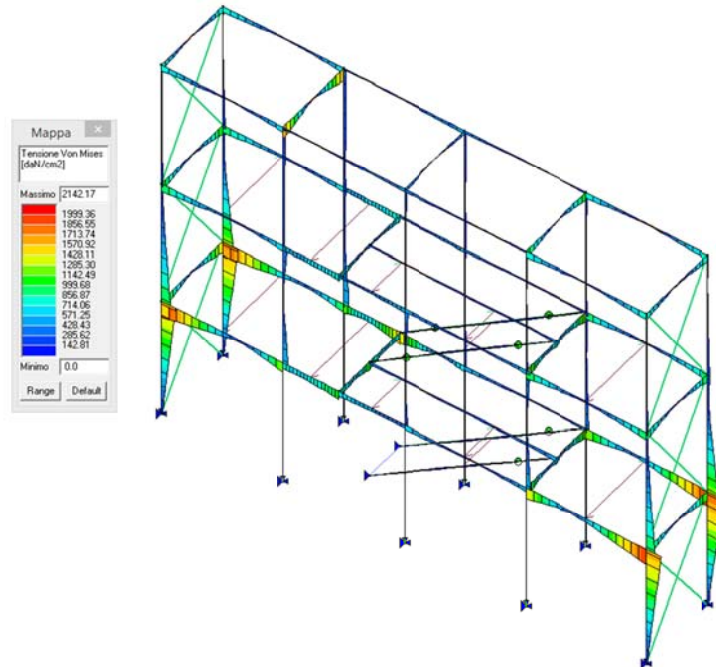
**Freccia (1000/L)** : Permette la visualizzazione dei valori della freccia massima negli elementi, espressi come rapporto freccia =  $X/1000/L$  esprimibile anche come freccia =  $X \cdot L/1000$  dove X è il valore riportato nella tabella mediante mappa di colore, L è la luce dell'elemento considerato. Ad es: per un determinato elemento viene riportato in tabella il valore  $X = 5$ ; la freccia massima ha il seguente valore: freccia =  $5 \cdot L / 1000 = L / 200$



**Freccia (1000/L):  $2.76 \leq 3.33 = 1/300$  Verifica Soddisfatta**

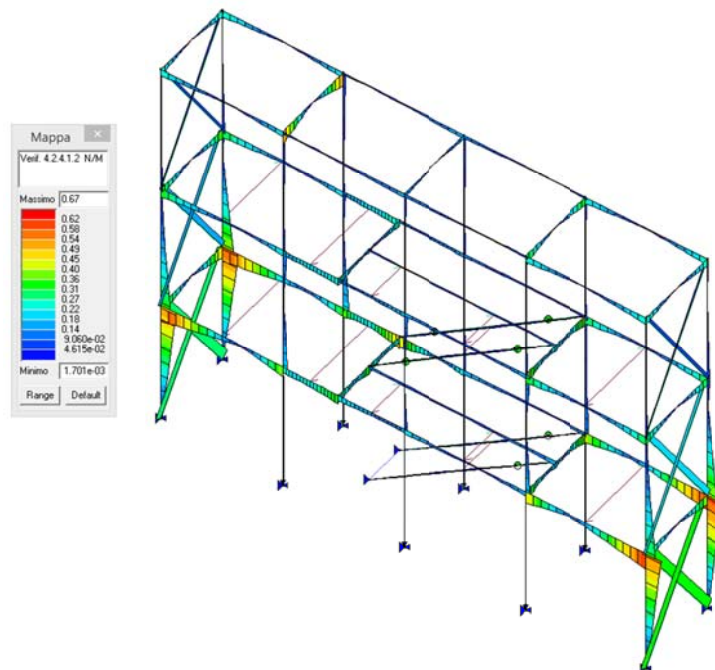
### 2.3 Telaio Ponteggio - Verifiche agli Stati Limite Ultimo SLU-SLV

**Tens. 4.2.4 (sqrt)** : Permette la visualizzazione della radice del valore espresso dalla formula 4.2.4 di NTC 2018, da confrontare quindi con  $f_{yk}/\gamma_{M0}$  che in questo caso vale 2619 Kg/cm<sup>2</sup> (acciaio S275).



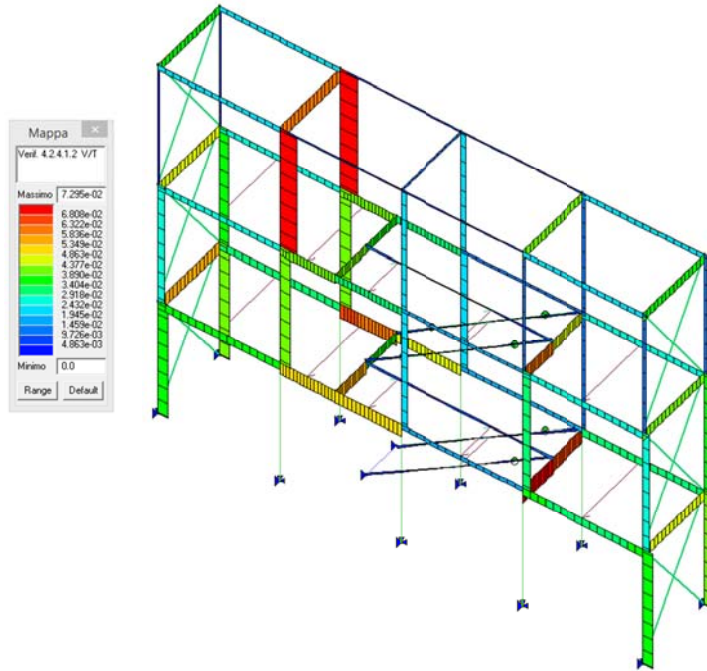
**Verif. 4.2.4 (sqrt) :  $2142 \leq 2619$  Kg/cm<sup>2</sup> Verifica Soddisfatta**

**Verif. 4.2.4.1.2 N/M** : Permette la visualizzazione dei risultati ottenuti dalla verifica a Flessione e forza assiale degli elementi. La verifica tiene conto del fattore di riduzione per taglio  $\rho$  (formula 4.2.41). Le formule utilizzate sono la 4.2.39 o 4.2.40 di Ntc 2018, in funzione della classe della sezione. La verifica è soddisfatta se il valore è inferiore a 1.



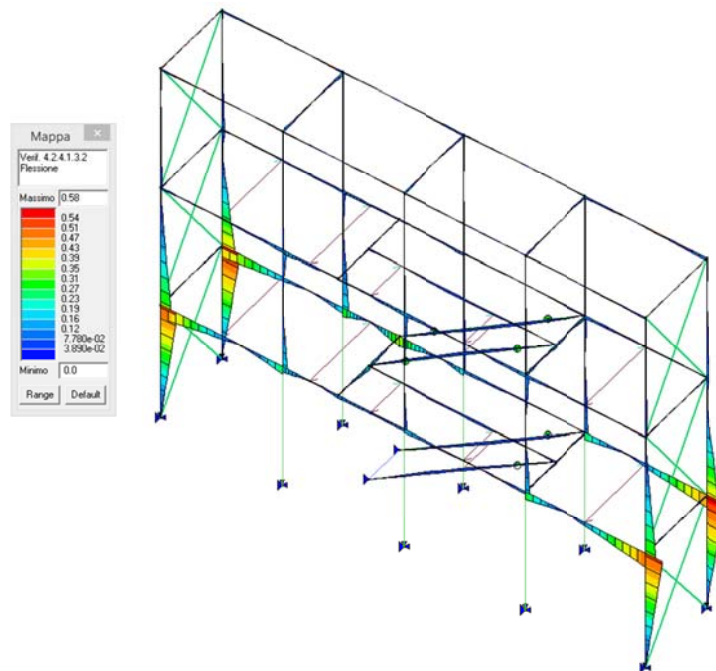
**Verif. 4.2.4.1.2 N/M :  $0.67 \leq 1.00$  Verifica Soddisfatta**

**Verif. 4.2.4.1.2 V/T** : Permette la visualizzazione dei risultati ottenuti dalla verifica a Taglio e torsione degli elementi espressi mediante i valori di  $V_{Ed}/V_{c,Rd}$  (oppure  $T_{Ed}/T_{Rd}$  se questa dovesse risultare più restrittiva). In presenza di torsione viene applicata la formula 4.2.25 o 4.2.26 di NTC 2018 per sezioni cave.



**Verif. 4.2.4.1.2 V/T:  $0.07 \leq 1.00$  Verifica Soddisfatta**

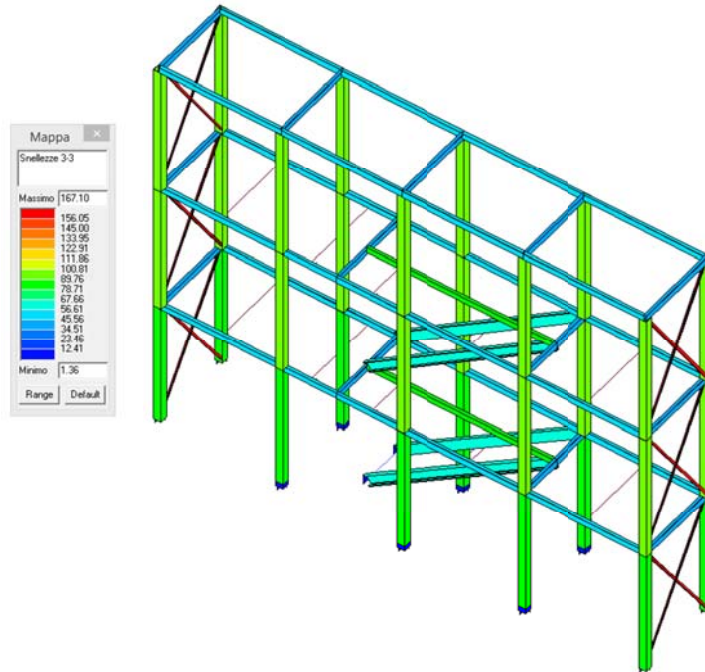
**Verif. 4.2.4.1.3.2 Fless.** Permette la visualizzazione dei risultati delle verifiche di stabilità eseguite secondo la formula 4.2.49 di NTC 2018.



**Verif. 4.2.4.1.3.2 Fless:  $0.58 \leq 1.00$  Verifica Soddisfatta**

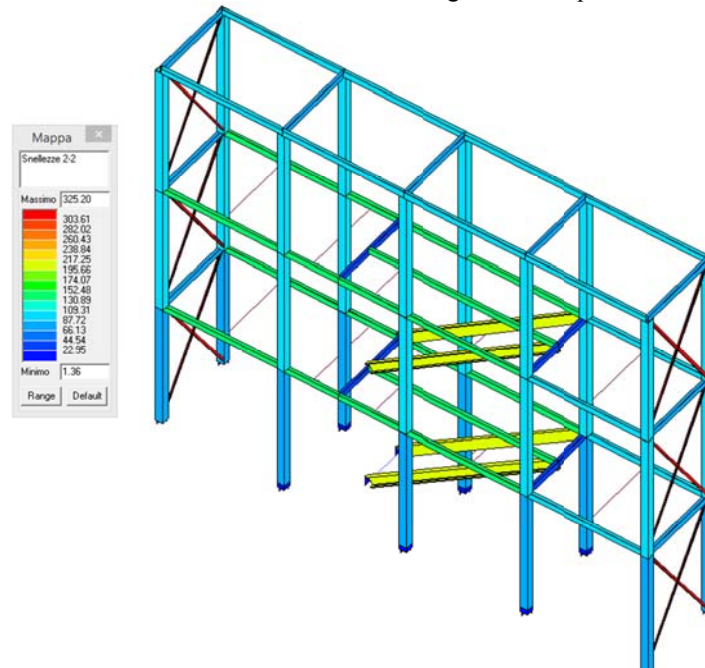
## 2.4 Telaio Ponteggio - Verifiche agli Stati Limite Ultimo SLE-SLD

**Snellezze 3-3** Permette la visualizzazione dei valori della snellezza degli elementi per flessione attorno all'asse 3-3 locale;



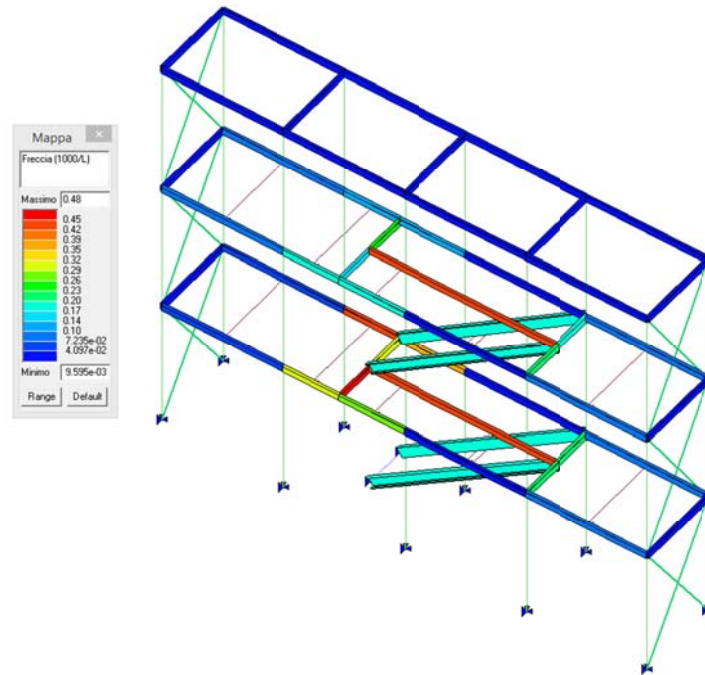
**Snellezza 3-3 : 167 < 200 Verifica Soddisfatta**

**Snellezze 2-2** Permette la visualizzazione dei valori della snellezza degli elementi per flessione attorno all'asse 2-2 locale;



**Snellezza 2-2 :**  
Telaio (struttura principale) 111 < 200 Verifica Soddisfatta  
Ponteggio (membratura secondaria) 212 < 250 Verifica Soddisfatta  
[controventi sono aste tese e non rientrano nella verifica]

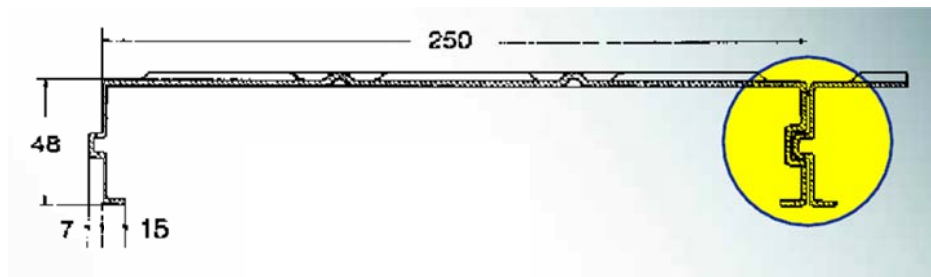
**Freccia (1000/L)** : Permette la visualizzazione dei valori della freccia massima negli elementi, espressi come rapporto  $\text{freccia} = X/1000/L$  esprimibile anche come  $\text{freccia} = X \cdot L/1000$  dove X è il valore riportato nella tabella mediante mappa di colore, L è la luce dell'elemento considerato. Ad es: per un determinato elemento viene riportato in tabella il valore  $X = 5$ ; la freccia massima ha il seguente valore:  $\text{freccia} = 5 \cdot L / 1000 = L / 200$



**Freccia (1000/L):  $0.48 \leq 3.33 = 1/300$  Verifica Soddisfatta**

## 2.5 Predimensionamento dei solai in lamiera mandorlata

I solai sono realizzati mediante prespiegati prefabbricati n lamiera mandorlata di spessore 2 mm.



Per il predimensionamento si considera lo schema statico in semplice appoggio con interasse massimo fra gli appoggi pari 160 cm. Per i carichi permanenti ed accidentali agenti si rimanda a quanto esposto ai capitoli precedenti.

Si verifica mediante tabella il carico utile per il pannello prescelto:



Tabella delle portate massime ammissibili  $q$  (Kg/mq) in funzione della luce netta tra due appoggi per carichi statici uniformemente distribuiti, con sollecitazioni unitarie massime di 1400 Kg/cm<sup>2</sup>. Valori di portata  $q$  per quattro pannelli affiancati.

Sollecitazione unitaria	LUCE NETTA TRA GLI APPOGGI L (cm)												
	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200
1400 Kg/cm <sup>2</sup>	2950	2300	1900	1550	1300	1100	950	840	740	660	585	(525)	(475)

Il sovraccarico è di 100 kg/m<sup>2</sup>, quindi la lamiera è di sezione adeguata.

## 2.6 Verifiche dei collegamenti

Si riportano di seguito le verifiche (in formato compatto) dei collegamenti metallici del soppalco e del telaio ponteggio. Per i dettagli esecutivi si rimanda agli elaborati grafici allegati alla presente relazione di calcolo.

### Materiale

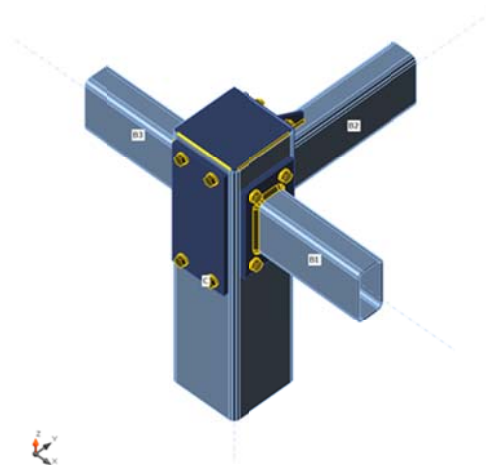
Acciaio S 275  
Calcestruzzo C25/30

### Giunti impalcato - Teatro Ariosto NODO 4

Analisi : Sforzo, deformazione/ carico semplificato

#### Travi e pilastri

Nome	Sezione	$\beta$ - Direzione [°]	$\gamma$ - Pendenza [°]	$\alpha$ - Rotazione [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forze in	X [mm]
C	1 - SHS150/150/5.0	0,0	90,0	0,0	-150	0	0	Nodo	0
B1	2 - RHS120/60/5.0	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Posizione	85
B2	2 - RHS120/60/5.0	90,0	0,0	0,0	0	0	0	Posizione	85
B3	2 - RHS120/60/5.0	180,0	0,0	0,0	0	0	0	Posizione	85



#### Materiale

Acciaio	S 275 (EN)
Bulloni	M12 8.8

## Effetti del carico (equilibrio non richiesto)

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE95	B1	0,7	0,4	-0,8	0,7	-0,2	0,0
	B2	0,3	0,4	1,5	-0,7	-1,1	-0,3
	B3	-1,3	-0,3	-3,2	0,0	-4,8	-0,3
LE102	B1	0,4	-0,1	2,4	0,0	3,0	0,0
	B2	-0,9	-0,2	4,4	0,1	-4,0	0,1
	B3	-0,1	0,2	-1,0	0,2	0,1	0,2
LE101	B1	-0,9	0,4	-4,6	0,3	-4,2	0,2
	B2	0,5	0,0	-2,5	-0,3	3,0	0,0
	B3	-0,3	-0,2	-1,9	-0,1	-2,0	-0,3
LE100	B1	0,7	0,0	-0,5	0,8	0,1	-0,1
	B2	0,3	-0,1	1,9	-0,7	-1,5	-0,1
	B3	-1,3	0,1	-3,2	0,0	-4,9	0,1
LE99	B1	-0,7	-0,3	0,3	-0,5	0,8	0,1
	B2	-1,0	-0,6	2,1	0,5	-1,7	0,4
	B3	0,8	0,3	0,3	0,1	2,9	0,4
LE98	B1	0,6	0,4	-1,1	0,7	-0,5	0,0
	B2	0,3	0,3	1,2	-0,7	-0,8	-0,2
	B3	-1,3	-0,2	-3,2	0,0	-4,8	-0,3
LE97	B1	0,2	0,6	-2,5	0,7	-1,9	0,1
	B2	0,6	0,4	-0,2	-0,7	0,7	-0,3
	B3	-1,2	-0,4	-3,1	-0,1	-4,7	-0,4
LE96	B1	-1,1	-0,2	-1,4	-0,5	-1,0	0,2
	B2	-0,7	-0,6	0,3	0,5	0,1	0,4
	B3	0,9	0,2	0,3	0,0	2,9	0,3

## Riassunto

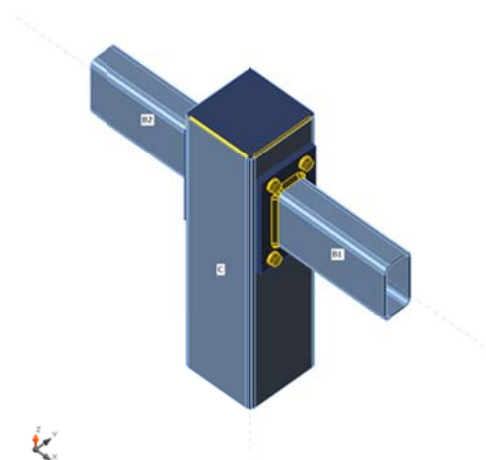
Nome	Valore	Stato
Analisi	100,0%	OK
Piastre	0,1 < 5%	OK
Bulloni	32,0 < 100%	OK
Saldature	98,1 < 100%	OK
Stabilità	Non calcolato	

## Giunti impalcato - Teatro Ariosto NODO 2

### Analisi : Sforzo, deformazione/ carico semplificato

#### Travi e pilastri

Nome	Sezione	$\beta$ - Direzione [°]	$\gamma$ - Pendenza [°]	$\alpha$ - Rotazione [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forze in	X [mm]
C	1 - SHS150/150/5.0	0,0	90,0	0,0	-150	0	0	Nodo	0
B1	2 - RHS120/60/5.0	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Posizione	85
B2	2 - RHS120/60/5.0	180,0	0,0	0,0	0	0	0	Posizione	85



#### Materiale

Acciaio	S 275 (EN)
Bulloni	M12 8.8

#### Effetti del carico (equilibrio non richiesto)

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE116	B1	-2,9	-0,3	5,1	0,0	4,4	0,0
	B2	-0,5	-0,1	-3,0	0,0	-3,2	0,0
LE115	B1	-2,4	-0,4	5,8	0,6	4,8	0,1
	B2	0,2	-0,3	-3,0	-0,2	-3,3	0,1
LE114	B1	2,0	-0,2	2,0	-0,1	-3,0	-0,2
	B2	-0,2	-0,3	-4,0	0,1	4,1	-0,2
LE113	B1	0,2	-0,3	3,7	1,3	2,3	0,2
	B2	1,1	-0,3	-0,3	-0,2	-0,4	0,2
LE112	B1	-0,6	-0,1	0,0	-0,7	-0,5	-0,2
	B2	-1,1	-0,3	-1,3	0,2	1,2	-0,2
LE111	B1	-0,2	-0,5	4,3	1,2	2,9	0,2
	B2	1,1	-0,4	-1,0	-0,3	-1,1	0,2
LE110	B1	-0,2	-0,3	0,5	-0,7	-1,1	-0,3
	B2	-1,1	-0,4	-1,9	0,3	1,9	-0,3
LE117	B1	2,5	-0,1	1,3	0,5	-2,6	-0,1
	B2	0,5	-0,1	-3,9	0,0	4,0	-0,1

#### Riassunto

Nome	Valore	Stato
Analisi	100,0%	OK
Piastre	0,5 < 5%	OK
Bulloni	28,6 < 100%	OK
Saldature	94,8 < 100%	OK
Stabilità	Non calcolato	

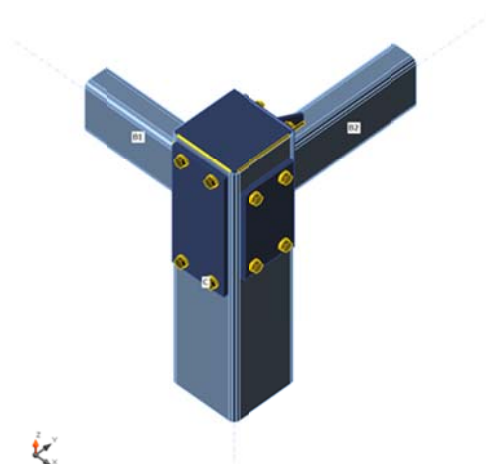


## Giunti impalcato - Teatro Ariosto NODO 1

Analisi : Sforzo, deformazione/ carico semplificato

Travi e pilastri

Nome	Sezione	$\beta$ - Direzione [°]	$\gamma$ - Pendenza [°]	$\alpha$ - Rotazione [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forze in	X [mm]
C	1 - SHS150/150/5.0	0,0	90,0	0,0	-150	0	0	Nodo	0
B2	2 - RHS120/60/5.0	90,0	0,0	0,0	0	0	0	Posizione	85
B1	2 - RHS120/60/5.0	180,0	0,0	0,0	0	0	0	Posizione	85



Materiale

Acciaio	S 275 (EN)
Bulloni	M12 8.8

Effetti del carico (equilibrio non richiesto)

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE114	B2	-0,2	-0,9	-2,3	-0,1	-3,7	0,5
	B1	-0,8	-1,3	-0,1	-0,3	-0,2	-0,5
LE113	B2	0,3	-1,2	-3,0	-0,8	2,1	-0,6
	B1	-1,1	-1,2	-4,6	0,5	5,5	0,6
LE112	B2	0,6	-0,7	0,6	-0,9	-1,2	-0,3
	B1	-1,9	-0,5	-5,1	0,2	7,0	0,3
LE111	B2	-1,1	-0,5	-2,1	0,5	2,4	0,2
	B1	1,3	-0,3	-2,6	0,1	-5,6	-0,2
LE110	B2	0,5	-1,1	-2,5	-0,9	1,0	-0,6
	B1	-1,5	-1,1	-5,3	0,4	7,0	0,6
LE109	B2	-1,0	-0,9	-0,3	0,5	0,2	0,5
	B1	0,9	-0,9	-2,8	-0,1	-5,6	-0,5
LE115	B2	-0,3	-1,1	-5,1	-0,3	4,9	-0,6
	B1	0,2	-1,4	-2,6	0,7	1,6	0,6

Riassunto

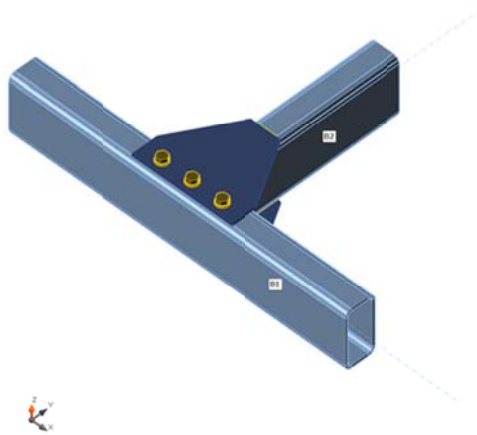
Nome	Valore	Stato
Analisi	100,0%	OK
Piastre	0,6 < 5%	OK
Bulloni	47,7 < 100%	OK
Saldature	98,1 < 100%	OK
Stabilità	Non calcolato	

## Giunti impalcato - Teatro Ariosto NODO 3B

Analisi : Sforzo, deformazione/ carico semplificato

Travi e pilastri

Nome	Sezione	$\beta$ - Direzione [°]	$\gamma$ - Pendenza [°]	$\alpha$ - Rotazione [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forze in	X [mm]
B2	2 - RHS120/60/5.0	90,0	0,0	0,0	0	0	0	Posizione	85
B1	2 - RHS120/60/5.0	180,0	0,0	0,0	0	0	0	Posizione	85



Materiale

Acciaio	S 275 (EN)
Bulloni	M12 8.8

Effetti del carico (equilibrio non richiesto)

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE167	B2	-1,0	0,8	1,7	-0,1	1,0	-0,6
LE166	B2	-0,8	1,4	2,1	-0,2	0,7	-0,9
LE165	B2	-1,3	1,5	2,2	-0,2	1,0	-1,0
LE164	B2	0,7	1,2	0,3	-0,1	0,1	0,8
LE163	B2	-1,4	1,5	2,2	-0,1	1,0	-1,1
LE162	B2	1,3	1,3	-0,2	-0,1	-0,2	1,0
LE161	B2	-1,4	1,6	2,2	-0,2	1,0	-1,2
LE168	B2	-1,2	0,6	1,7	-0,1	1,0	-0,5

Riassunto

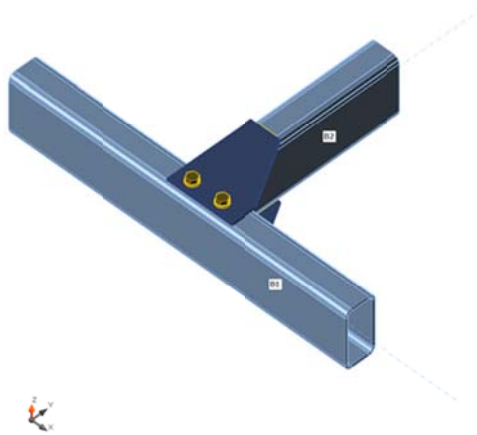
Nome	Valore	Stato
Analisi	100,0%	OK
Piastre	0,0 < 5%	OK
Bulloni	29,9 < 100%	OK
Saldature	22,3 < 100%	OK
Stabilità	Non calcolato	

## Giunti impalcato - Teatro Ariosto NODO 3C

Analisi : Sforzo, deformazione/ carico semplificato

Travi e pilastri

Nome	Sezione	$\beta$ - Direzione [°]	$\gamma$ - Pendenza [°]	$\alpha$ - Rotazione [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forze in	X [mm]
B2	2 - RHS120/60/5.0	90,0	0,0	0,0	0	0	0	Posizione	85
B1	2 - RHS120/60/5.0	180,0	0,0	0,0	0	0	0	Posizione	85



Materiale

Acciaio	S 275 (EN)
Bulloni	M12 8.8

Effetti del carico (equilibrio non richiesto)

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE174	B2	-1,0	-2,6	-3,4	0,1	0,9	0,8
LE173	B2	0,6	-2,5	-2,3	0,3	0,1	-0,8
LE172	B2	-1,3	-1,2	-4,2	0,4	2,0	0,4
LE171	B2	0,9	-1,2	1,5	0,0	-1,0	-0,4
LE170	B2	-0,9	-0,5	-4,1	0,6	2,1	-0,2
LE169	B2	0,5	-0,5	1,6	-0,1	-1,1	0,1
LE168	B2	-0,5	0,1	-6,2	0,5	1,2	0,0

Riassunto

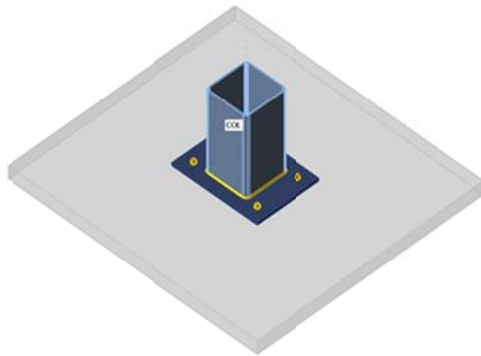
Nome	Valore	Stato
Analisi	100,0%	OK
Piastre	0,0 < 5%	OK
Bulloni	52,1 < 100%	OK
Saldature	53,0 < 100%	OK
Stabilità	Non calcolato	

## Piastra di base

Analisi : Sforzo, deformazione/ carico semplificato

Travi e pilastri

Nome	Sezione	$\beta$ - Direzione [°]	$\gamma$ - Pendenza [°]	$\alpha$ - Rotazione [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forze in
COL	1 - SHS150/150/5.0	0,0	-90,0	0,0	0	0	0	Nodo



Materiale

Acciaio	S 275 (EN)
Calcestruzzo	C25/30 (EN)
Bulloni	M8 8.8

Blocco di fondazione

CB 1		
Dimensioni	830 x 910	mm
Altezza	50	mm
Ancoraggio	M8 8.8	
Lunghezza di ancoraggio	45	mm
Trasferimento dello sforzo di taglio	Ancoraggi	

Effetti del carico (equilibrio non richiesto)

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE2	COL	1,6	0,3	2,4	0,0	0,0	0,0
LE3	COL	-8,0	-0,9	-3,2	0,0	0,0	0,0
LE4	COL	1,7	0,4	2,2	0,0	0,0	0,0
LE5	COL	1,3	1,6	0,0	0,0	0,0	0,0
LE6	COL	-7,7	-2,2	-0,8	0,0	0,0	0,0
LE7	COL	2,4	-0,4	1,9	0,0	0,0	0,0
LE8	COL	0,6	0,6	2,0	0,0	0,0	0,0
LE9	COL	-5,0	-0,4	-2,7	0,0	0,0	0,0
LE10	COL	1,9	-1,9	-0,3	0,0	0,0	0,0
LE11	COL	-6,3	2,0	-0,4	0,0	0,0	0,0

Riassunto

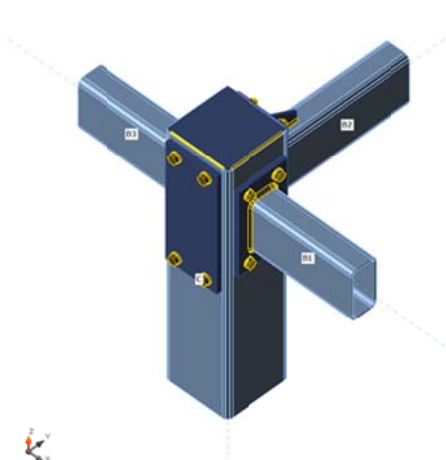
Nome	Valore	Stato
Analisi	100,0%	OK
Piastre	0,0 < 5%	OK
Ancoraggi	3,3 < 100%	OK
Saldature	5,2 < 100%	OK
Basamento in calcestruzzo	1,8 < 100%	OK
Stabilità	Non calcolato	

## Giunti Telaio - Teatro Ariosto NODO 1

Analisi : Sforzo, deformazione/ carico semplificato

Travi e pilastri

Nome	Sezione	$\beta$ - Direzione [°]	$\gamma$ - Pendenza [°]	$\alpha$ - Rotazione [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forze in	X [mm]
C	1 - SHS150/150/5.0	0,0	90,0	0,0	-150	0	0	Nodo	0
B1	2 - RHS120/60/5.0	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Posizione	85
B2	2 - RHS120/60/5.0	90,0	0,0	0,0	0	0	0	Posizione	85
B3	2 - RHS120/60/5.0	180,0	0,0	0,0	0	0	0	Posizione	85



Materiale

Acciaio	S 275 (EN)
Bulloni	M12 8.8

Effetti del carico (equilibrio non richiesto)

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE101	B1	0,2	0,0	-2,3	0,0	-1,0	0,0
	B2	0,6	-0,3	-2,4	0,4	-0,8	-0,1
	B3	0,3	0,0	1,1	0,0	-0,3	0,0
LE102	B1	-12,6	-0,6	-4,5	0,0	4,3	-0,6
	B2	0,9	-2,8	-1,7	0,1	-0,9	-0,6
	B3	-4,3	0,0	2,0	0,1	-1,7	-0,2
LE103	B1	10,8	-1,2	-6,3	0,0	-5,0	-1,6
	B2	0,4	-5,5	-1,2	0,2	-0,3	2,7
	B3	-0,5	0,4	1,1	0,0	1,4	0,5
LE104	B1	12,7	-0,6	-6,3	0,0	-5,0	0,6
	B2	-0,3	-2,6	0,6	0,2	0,2	0,6
	B3	4,3	0,0	1,1	0,0	1,4	0,2
LE105	B1	-12,5	-0,5	-4,5	0,0	4,3	-0,5
	B2	0,8	-2,7	-1,7	0,1	-0,9	-0,6
	B3	-4,2	-0,1	2,0	0,1	-1,7	0,0
LE106	B1	10,9	-1,1	-6,3	0,0	-5,0	-1,4
	B2	0,3	-5,6	-1,2	0,2	-0,3	2,7
	B3	-0,4	0,5	1,1	0,1	1,4	0,6

LE107	B1	-0,8	-2,6	-0,6	-0,1	0,9	3,1
	B2	-0,7	-6,5	-0,3	0,1	0,7	-4,1
	B3	7,2	1,2	0,9	-0,2	-0,5	-1,3
LE108	B1	-0,8	-2,6	-0,6	-0,1	0,9	3,1
	B2	-0,7	-6,6	-0,2	0,1	0,7	-4,2
	B3	7,2	1,2	0,9	-0,2	-0,5	-1,3
LE109	B1	0,9	-2,6	-2,4	0,1	-1,7	-3,1
	B2	1,2	-6,3	-2,5	0,2	-1,5	4,1
	B3	-7,0	1,1	0,0	0,2	0,3	1,3

## Riassunto

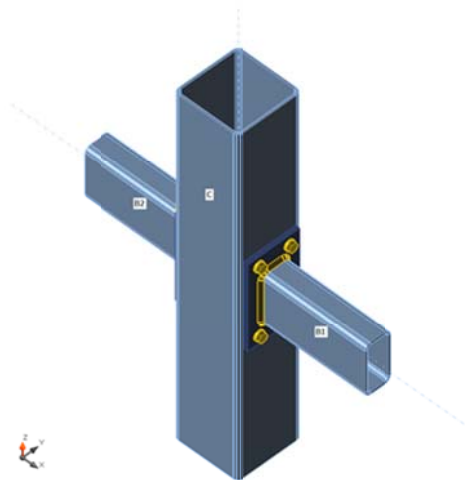
Nome	Valore	Stato
Analisi	100,0%	OK
Piastre	0,5 < 5%	OK
Bulloni	47,0 < 100%	OK
Saldature	98,4 < 100%	OK
Stabilità	Non calcolato	

## Giunti Telaio - Teatro Ariosto NODO 2

Analisi : Sforzo, deformazione/ carico semplificato

### Travi e pilastri

Nome	Sezione	$\beta$ - Direzione [°]	$\gamma$ - Pendenza [°]	$\alpha$ - Rotazione [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forze in	X [mm]
C	1 - SHS150/150/5.0	0,0	90,0	0,0	0	0	0	Nodo	0
B1	2 - RHS120/60/5.0	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Posizione	85
B2	2 - RHS120/60/5.0	180,0	0,0	0,0	0	0	0	Posizione	85



### Materiale

Acciaio	S 275 (EN)
Bulloni	M12 8.8

## Effetti del carico (equilibrio non richiesto)

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE111	B1	-12,4	0,6	-11,0	-0,2	-5,5	0,3
	B2	-17,5	0,9	3,2	0,1	2,1	0,8
LE110	B1	-12,4	0,6	-11,0	-0,2	-5,4	0,2
	B2	-17,4	0,8	3,2	0,1	2,1	0,7
LE109	B1	10,4	0,6	-7,9	-0,1	4,2	0,4
	B2	14,9	0,8	4,5	0,1	-2,6	0,7
LE108	B1	3,8	1,9	-2,0	-0,2	-1,2	1,4
	B2	2,3	3,1	0,6	0,3	0,8	2,9
LE107	B1	-3,3	2,0	0,6	0,4	0,0	-1,4
	B2	-2,0	3,1	2,2	-0,3	-1,6	-2,9
LE106	B1	-6,8	1,7	-2,7	0,5	-1,5	-1,2
	B2	-9,0	2,9	0,9	-0,3	1,0	-2,7
LE105	B1	7,3	1,7	-0,1	-0,4	0,2	1,3
	B2	9,1	2,9	2,5	0,3	-1,8	2,7
LE104	B1	-7,2	0,3	-5,1	0,5	-3,2	-0,2
	B2	-13,3	0,7	4,5	0,0	4,1	-0,6
LE103	B1	7,7	0,1	-2,4	-0,3	1,9	0,2
	B2	13,4	0,7	6,1	0,0	-4,7	0,6
LE112	B1	12,6	0,7	-7,5	0,1	3,9	-0,4
	B2	17,8	1,1	5,1	-0,1	-3,3	-1,0
LE113	B1	-12,4	0,7	-11,0	-0,2	-5,5	0,3
	B2	-17,8	1,1	3,3	0,1	2,1	0,9
LE114	B1	8,8	2,0	-1,4	0,4	0,8	-1,3
	B2	10,3	3,0	2,1	-0,3	-1,2	-2,7
LE115	B1	-8,0	2,0	-4,7	-0,5	-2,3	1,2
	B2	-10,0	3,0	0,6	0,3	0,5	2,7

## Riassunto

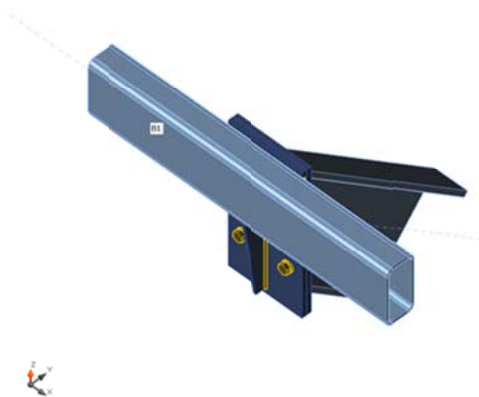
Nome	Valore	Stato
Analisi	100,0%	OK
Piastre	0,8 < 5%	OK
Bulloni	39,6 < 100%	OK
Saldature	98,0 < 100%	OK
Stabilità	Non calcolato	

## Giunti Telaio - Teatro Ariosto NODO PONTEGGIO

### Analisi : Sforzo, deformazione/ carico semplificato

#### Travi e pilastri

Nome	Sezione	$\beta$ - Direzione [°]	$\gamma$ - Pendenza [°]	$\alpha$ - Rotazione [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forze in	X [mm]
B1	2 - RHS120/60/5.0	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Posizione	85
B2	3 - UNP200	90,0	40,0	0,0	0	0	-40	Posizione	85



#### Materiale

Acciaio	S 275 (EN)
Bulloni	M12 8.8

#### Effetti del carico (equilibrio non richiesto)

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE107	B2	0,9	0,0	0,8	0,0	0,0	0,0
LE106	B2	2,4	0,0	2,1	0,0	0,0	0,0
LE108	B2	-20,3	0,0	1,0	0,0	0,0	0,0
LE109	B2	23,8	0,0	1,0	0,0	0,0	0,0

#### Riassunto

Nome	Valore	Stato
Analisi	100,0%	OK
Piastre	0,0 < 5%	OK
Bulloni	28,2 < 100%	OK
Saldature	98,3 < 100%	OK
Stabilità	Non calcolato	

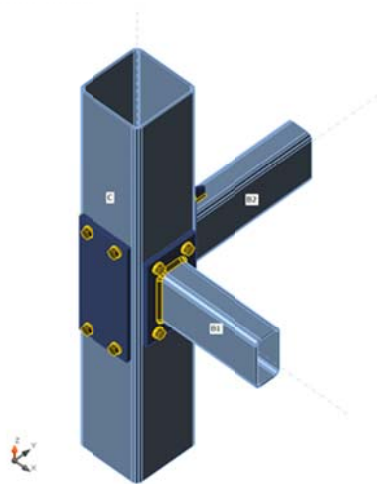
## Giunti Telaio - Teatro Ariosto NODO 3

#### Analisi : Sforzo, deformazione/ carico semplificato

#### Travi e pilastri

Nome	Sezione	$\beta$ - Direzione [°]	$\gamma$ - Pendenza [°]	$\alpha$ - Rotazione [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forze in	X [mm]
C	1 - SHS150/150/5.0	0,0	90,0	0,0	0	0	0	Nodo	0
B1	2 - RHS120/60/5.0	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Posizione	85
B2	2 - RHS120/60/5.0	90,0	0,0	0,0	0	0	0	Posizione	85





#### Materiale

Acciaio	S 275 (EN)
Bulloni	M12 8.8

#### Effetti del carico (equilibrio non richiesto)

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B1	-5,6	-2,8	0,0	2,4	4,6	0,0
	B2	-0,6	-0,4	0,0	-0,3	-0,2	0,0
LE101	B1	2,0	0,1	0,1	0,0	2,1	0,0
	B2	-5,5	-3,1	0,0	-2,5	-4,6	0,0
LE102	B1	-0,5	0,0	0,0	0,2	0,2	0,0
	B2	2,0	0,2	-0,1	-0,1	-2,1	0,0
LE103	B1	-5,3	-3,1	0,0	-2,5	-4,4	0,0
	B2	-0,5	-0,1	0,0	0,2	0,2	0,0
LE104	B1	1,9	0,4	-0,1	-0,3	-2,0	0,0
	B2	-5,5	-2,8	0,0	2,4	4,5	0,0
LE105	B1	-0,5	-0,4	0,0	-0,3	-0,2	0,0
	B2	1,9	0,2	0,1	0,0	2,1	0,0
LE106	B1	-5,4	-3,0	0,0	-2,5	-4,5	0,0
	B2	-0,5	0,0	0,0	0,2	0,2	0,0
LE107	B1	1,9	0,2	-0,1	-0,1	-2,1	0,0
	B2	-5,3	-2,9	0,0	2,4	4,4	0,0
LE108	B1	-0,5	-0,4	0,0	-0,4	-0,2	0,0
	B2	1,9	0,1	0,1	0,2	2,0	0,0

#### Riassunto

Nome	Valore	Stato
Analisi	100,0%	OK
Piastre	0,1 < 5%	OK
Bulloni	43,8 < 100%	OK
Saldature	98,1 < 100%	OK
Stabilità	Non calcolato	

## Impostazioni codice

Elemento	Valore	Unità	Riferimento
Y <sub>M0</sub>	1,05	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y <sub>M1</sub>	1,10	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y <sub>M2</sub>	1,25	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y <sub>M3</sub>	1,25	-	EN 1993-1-8: 2.2
Y <sub>C</sub>	1,50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
Y <sub>Inst</sub>	1,20	-	ETAG 001-C: 3.2.1
Coefficiente unione β <sub>j</sub>	0,67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Area utile - influenza della dimensione della mesh	0,10	-	
Coefficiente di attrito - calcestruzzo	0,25	-	EN 1993-1-8
Coefficiente di attrito in resistenza all'attrito	0,30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Deformazione plastica limite	0,05	-	EN 1993-1-5
Valutazione della tensione nella saldatura	Ridistribuzione plastica		
Dettagli costruttivi	Si		
Distanza tra i bulloni [d <sub>0</sub> ]	2,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Distanza tra i bulloni e il bordo [d <sub>0</sub> ]	1,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Resistenza ad estrazione del calcestruzzo	Si		ETAG 001-C
Usa il valore di ob calcolato nella verifica a rifollamento	Si		EN 1993-1-8: tab 3.4
Calcestruzzo fessurato	Si		

## Verifica collegamento controvento L40x40x4 - Pilastro TQ150x150x5

Azione massima di trazione sui controventi: 2550 Kg

Controvento collegato alla piastra tramite 2 bulloni M8 cl. 8.8

Piastra collegata al pilastro tramite giunto saldato a T con doppio cordone d'angolo.

Verifica bulloni:

Classe bullone  diametro d  f<sub>yb</sub>  f<sub>ub</sub>  N/mm<sup>2</sup>

Sezione filettata  
 Sezione lorda

Area  mm<sup>2</sup>

Resistenza a taglio (per piano di taglio) F<sub>v,Rd</sub>  kN

Resistenza a trazione F<sub>t,Rd</sub>  kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

F<sub>v,Sd</sub>  F<sub>t,Sd</sub>  kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0,860 + 0 = 0,860$$

OK

---

**Rifollamento**

Acciaio  f<sub>u</sub>  N/mm<sup>2</sup>

spessore t  mm

diametro foro d<sub>o</sub>  mm

distanze bordo e<sub>1</sub>  e<sub>2</sub>

passo p<sub>1</sub>  p<sub>2</sub>

α

Resistenza a rifollamento F<sub>b,Rd</sub>  kN

Osservazioni

*Verifica saldature:*

F	25500.00	N	$\sigma$ perp.	15.93	N/mm <sup>2</sup>
$\alpha$	58.00	gradi	$\tau$ perp.	15.93	N/mm <sup>2</sup>
$\alpha$	1.01	rad	$\tau$ par.	36.04	N/mm <sup>2</sup>
F perp.	13512.94	N	ftk	430.00	N/mm <sup>2</sup>
F par.	21625.23	N	<b>ftd</b>	<b>404.71</b>	<b>N/mm<sup>2</sup></b>
			<b><math>\sigma</math> v.m.</b>	<b>70.08</b>	<b>N/mm<sup>2</sup></b>
$\beta$	0.85				
$\gamma_m$	1.25		<b>N cord.</b>	<b>2.00</b>	
			<b>a</b>	<b>3.00</b>	<b>mm</b>
			<b>L</b>	<b>100.00</b>	<b>mm</b>

## Verifica collegamento Telaio metallico – Muratura portante sp. 40cm

### VERIFICA PROFILO METALLICO:

<b>Ved</b>	<b>44,08</b>	<b>kN</b>
L	0,6	m
<b>Med</b>	<b>26,448</b>	<b>kNm</b>

<b>Q150x150x5</b>	Classe	1
Av	15	cm <sup>2</sup>
	1500	mm <sup>2</sup>
f <sub>yk</sub>	275	Mpa
$\gamma_{M0}$	1,05	
<b>V<sub>c,Rd</sub></b>	<b>226,8162</b>	<b>kN &gt; Ved</b>

W <sub>pl</sub>	157,75	cm <sup>3</sup>
	157750	mm <sup>3</sup>
f <sub>yk</sub>	275	Mpa
$\gamma_{M0}$	1,05	
<b>M<sub>pl,Rd</sub></b>	<b>41,32</b>	<b>kNm &gt; Med</b>

Verifica soddisfatta

### VERIFICA A DEL PANNELLO MURARIO PER CARICHI CONCENTRATI:

<b>Ned</b>	<b>4408</b>	<b>daN</b>
A	500	cm <sup>2</sup>
$\sigma_{ed}$	8,82	daN/cm <sup>2</sup>

### Muratura in mattoni pieni e malta di calce

fm	24 daN/cm <sup>2</sup>
γ <sub>M</sub>	2
FC	1,35
<b>fd</b>	<b>8,89 daN/cm<sup>2</sup> &gt; σ<sub>ed</sub></b>

Verifica soddisfatta

### Verifica montante parapetto e appoggio piano di calpestio

#### Verifica ala d'appoggio per piano di calpestio

##### L40x40x5

b	40 mm
h	5 mm
W <sub>el</sub>	166,6667 mm <sup>3</sup>
f <sub>y</sub>	275 Mpa
γ <sub>M0</sub>	1,05
<b>Mrd</b>	<b>43650,79 Nmm</b> <b>0,044 kNm</b>

**Med** 0,039 kNm < Mrd

Verifica soddisfatta

#### Verifica montanti parapetto

##### Q30x30x3

W <sub>p</sub>	3,29 cm <sup>3</sup> 3290 mm <sup>3</sup>
I	3,99 cm <sup>4</sup> 39900 mm <sup>4</sup>
f <sub>y</sub>	275 Mpa
γ <sub>M0</sub>	1,05
<b>Mrd</b>	<b>0,86</b>

Passo	0,5 m
H	1,1 m
q	1 kN/m
γ <sub>q</sub>	1,5
<b>Med</b>	<b>0,83 kNm &lt; Mrd</b>

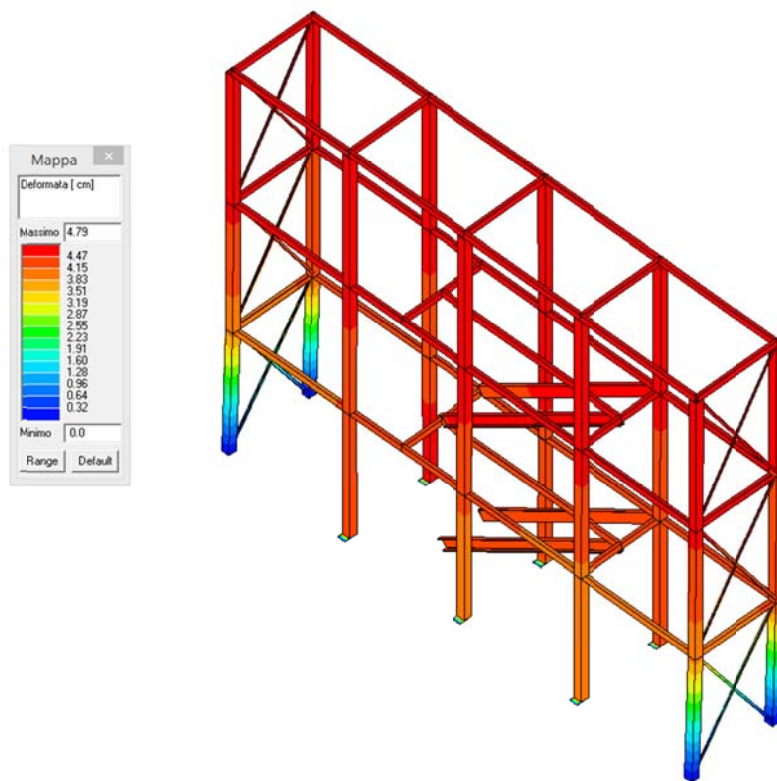
## Verifica ancoraggi di base

Per la verifica degli ancoraggi di base si rimanda al report di calcolo allegato in appendice.

### 2.7 Valutazione degli Spostamenti

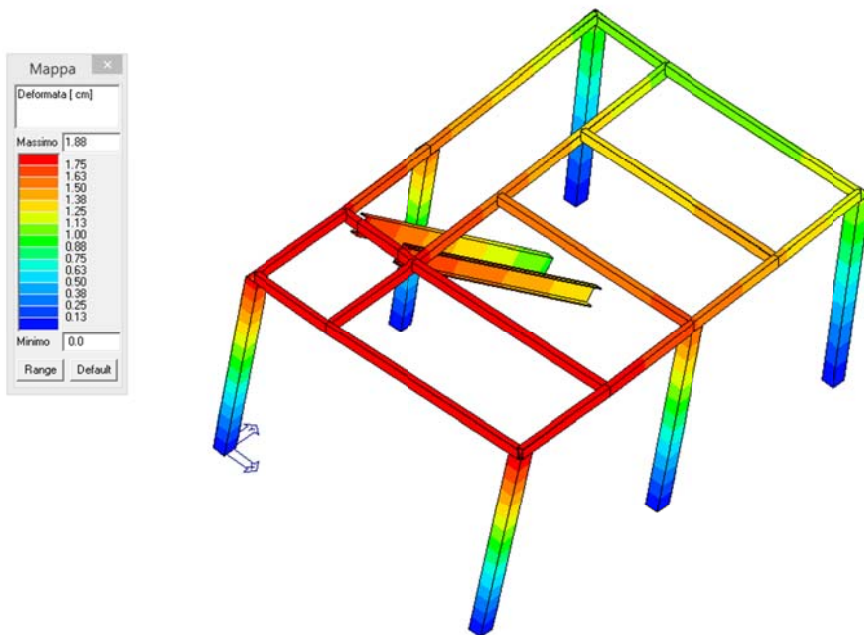
Gli spostamenti della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV si ottengono secondo direttamente dalla deformata della struttura, essendo quest'ultima progettata in modo non dissipativo ( $q=1.00$ ).

Per il telaio che ospita la ponteggio si hanno i seguenti spostamenti massimi:



Gli spostamenti massimi sono dell'ordine di 5 cm, quindi del tutto accettabili e non vanno ad interferire con le strutture murarie circostanti, che sono mantenute a 10 cm della struttura indeformata.

Per il soppalco si hanno i seguenti spostamenti massimi:



Gli spostamenti massimi sono dell'ordine di 2 cm, quindi del tutto accettabili e non vanno ad interferire con le strutture murarie circostanti, che sono mantenute a 10 cm della struttura indeformata.

## 2.8 Verifica delle cerchiature metalliche

Si riportano di seguito le verifiche eseguite per il dimensionamento delle cerchiature metalliche. Per i dettagli esecutivi si rimanda agli elaborati grafici allegati alla presente relazione di calcolo.

### Parete 1

#### Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Parametri muratura Tab.C8A.2.1 Circ.n.617/CSLLPP del 2/2/2009  
 $f_m$  - resistenza compressione [daN/cm<sup>2</sup>]: 24.00 (min.), 40.00 (max.)

$\tau_o$  - resistenza a taglio [daN/cm<sup>2</sup>]: 0.60 (min.), 0.92 (max.)

E - modulo elastico [daN/cm<sup>2</sup>]: 12000.0 (min.), 18000.0 (max.)

G - modulo el. tang. [daN/cm<sup>2</sup>]: 4000.0 (min.), 6000.0 (max.)

#### Valori di riferimento:

Essendo il livello di conoscenza LC1 (Limitata), come specificato dalla Tab. C8A.1.1 Circ.n.617, si utilizzano i valori medi per i moduli elastici e i valori minimi per la resistenza.

$f_m$  - resistenza compressione = 24.00 daN/cm<sup>2</sup>

$\tau_o$  - resistenza a taglio = 0.60 daN/cm<sup>2</sup>

E - modulo elastico = 15000.0 daN/cm<sup>2</sup>

G - modulo el. tang. = 5000.0 daN/cm<sup>2</sup>

$\mu$  = fattore duttilità = 1.50 (da valori sperimentali secondo gli studi di Turnsek e Cacovic)

$\gamma_m$  = peso specifico = 1800.0 daN/mc

#### Valori di progetto:

Fattore confidenza FC = 1.35 (C8A.1.A.4 Circ.n.617/2009)

Coef. parz. sic.  $\gamma_M$  = 2.00 (4.5.6.1)

$f_m$  = 8.89 daN/cm<sup>2</sup>

$\tau_o$  = 0.22 daN/cm<sup>2</sup>

Coef. rid. moduli elastici per fessurazione = 2.00

E = 7500 daN/cm<sup>2</sup>

G = 2500 daN/cm<sup>2</sup>

#### Materiali del telaio

Acciaio	f <sub>yk</sub> [daN/cm <sup>2</sup> ]	f <sub>tk</sub> [daN/cm <sup>2</sup> ]	E [daN/cm <sup>2</sup> ]	G [daN/cm <sup>2</sup> ]	γ <sub>a</sub> [kg/m <sup>3</sup> ]
S 275	2750.0	4300.0	2100000.0	807692.0	7850.0
S 355	3550.0	5100.0	2100000.0	807692.0	7850.0

#### Sezioni in acciaio del telaio

Profilo	B [cm]	H [cm]	W <sub>x</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>px</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>py</sub> [cm <sup>3</sup> ]	Area [cm <sup>2</sup> ]	Peso [kg/m]
HEB 200	20.0	20.0	569,6	642,5	200,3	305,8	78.1	61.32
HEA 200	20.0	19.0	388,6	429,5	133,6	203,8	53.8	42.24

#### NORMATIVA DI RIFERIMENTO

1. D.M. 17 Gennaio 2018 e allegato 'Norme tecniche per le costruzioni'.

2. Circolare 02/02/2009 n. 617/CSLLPP Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008

#### METODOLOGIA DI VERIFICA

L'apertura di un vano in una parete muraria accompagnata da opportuni rinforzi è previsto, come 'intervento locale', nella Circolare n. 617/CSLLPP del 2/2/2009 al punto C8.4.3.

Le verifiche possono essere eseguite limitandosi a valutazioni numeriche relative alla sola parete interessata dall'intervento solo a condizione che si dimostri che la rigidezza dell'elemento variato non cambi significativamente e che la resistenza non peggiori ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali. Una mutazione significativa della rigidezza delle pareti muterebbe il comportamento globale della struttura e pertanto non risulterebbe sufficiente la verifica locale.

La verifica risulta positiva quando la resistenza alle forze orizzontali V post-operam risultano maggiori o uguali a quelle ante-operam, con variazioni di rigidezza non sostanziali (+/- 15.00%).

Il calcolo di V viene svolto secondo i due seguenti criteri:

1 - criterio di rottura per fessurazione diagonale

Ritenendo valido lo schema di doppio incastro alle estremità, nel caso di muratura non armata in cui la rottura del pannello è di tipo fragile e caratterizzata da lesioni diagonali a 45° l'azione tagliante ultima è determinabile, come specificato nella Circolare n. 617/CSLLPP al punto C8.7.1.5, con la seguente relazione:

$$V_t = (L T f_{td} / b) (1 + \sigma / f_{td})^{1/2}$$

dove i simboli hanno il seguente significato:

L = Lunghezza del pannello murario

T = Spessore del pannello murario

f<sub>td</sub> = Resistenza di calcolo a trazione per fessurazione diagonale della muratura = 1,5 τ<sub>0</sub>

σ = Tensione normale media riferita all'area totale della base del setto

b = Coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere b = H / L, comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1, dove H è l'altezza del pannello

2 - criterio di rottura per pressoflessione

$$V_{pf} = (L^2 T \sigma / 2) (1 - \sigma / 0,85 f_d) / (H / 2)$$

dove f<sub>d</sub> = Resistenza di calcolo a compressione della muratura

La rigidezza del singolo pannello murario K viene valutata con la seguente relazione:

$$K = (G E T L^3) / (G H^3 + 1,2 H E L^2)$$

dove i simboli hanno il seguente significato:

E = modulo di elasticità normale

G = modulo di elasticità tangenziale

La rigidezza complessiva risulterà dalla sommatoria dei contributi dei singoli maschi murari che formano la parete.

La resistenza ultima a taglio verrà calcolate in base alla curva caratteristica del diagramma V-δ

### TELAIO DI CERCHIATURA DELLE APERTURE

Definendo:

$\Delta K = K_{sa} - K_{pr}$  (carenza di rigidezza della muratura a seguito dell'intervento)

il telaio, per poter sopperire a tale carenza dovrà avere una rigidezza  $K_t$  maggiore o uguale a  $\Delta K$

La rigidezza del telaio è data dalla sommatoria delle rigidzze dei singoli montanti costituenti la cerchiatura. Considerando come incastrata la base del telaio, la rigidezza per il singolo montante vale:

$$K_i = 12 E J / H^3$$

La rigidezza totale del telaio sarà:  $K_t = \sum K_i$

La resistenza a taglio del telaio sarà data dal contributo di tutti i montanti:

dato il momento ultimo di ogni montante =  $M_u = f_{yk} W / \gamma_{MO}$

considerando lo schema incastro-incastro:  $F_o = 2 M_u / H$

La resistenza complessiva del telaio sarà:  $V_t = \sum F_o$

### CARICHI

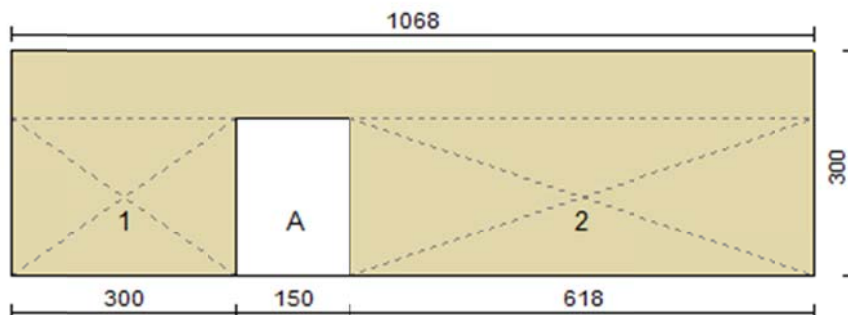
In sommità della parete sono applicati i seguenti carichi distribuiti:

Carico permanente  $G_k = 8700.0$  daN/m

Carico variabile  $Q_k = 642.0$  daN/m

Per la determinazione della tensione media verticale, verranno inoltre considerati i contributi dovuti al peso proprio di metà maschio murario e delle semifascie superiori gravanti sul maschio stesso.

### Ante-operam

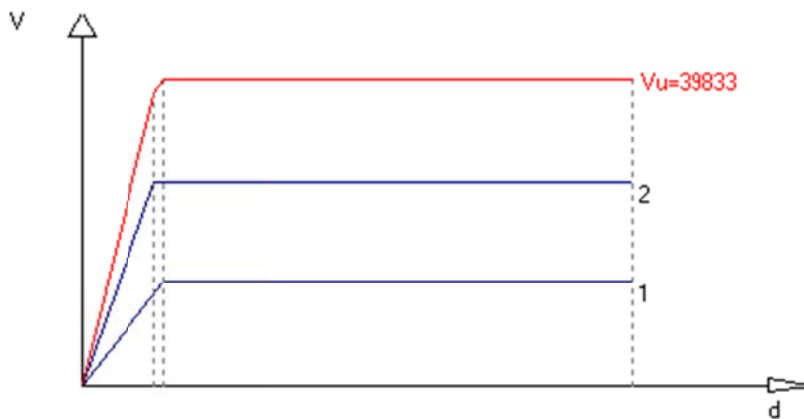


$T$  (sp. parete) = 41.00 cm

Maschio	Lungh.	H calc.	Coef. b	$\sigma_o$	$K_o$	$V_t$	$V_{pf}$	$V_u$	$\delta_e$	$\delta_u$
1	300.0	210.0	1.00	3.240	107404.8	13423.4	32517.1	13423.4	0.125	0.840
2	618.0	210.0	1.00	2.926	243557.1	26409.3	133682.1	26409.3	0.108	0.840



Curva caratteristica ante-operam:

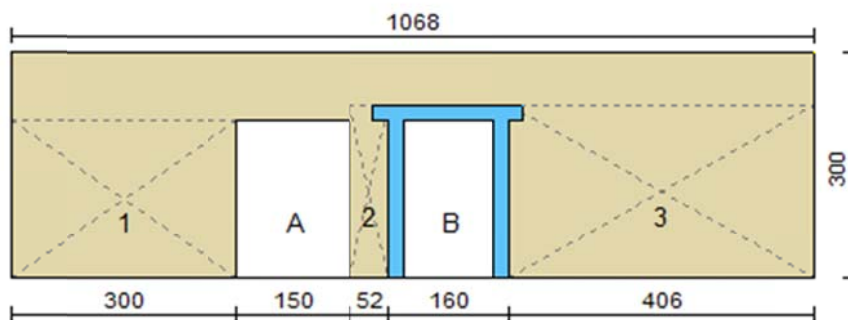


Rigidezza complessiva della parete:  $K_{sa} = 350961.9 \text{ daN/cm}$

Taglio ultimo della parete:  $V_{sa} = 39832.7 \text{ daN}$

Spostamento ultimo:  $\delta u_{sa} = 0.840 \text{ cm}$

**Post-operam**



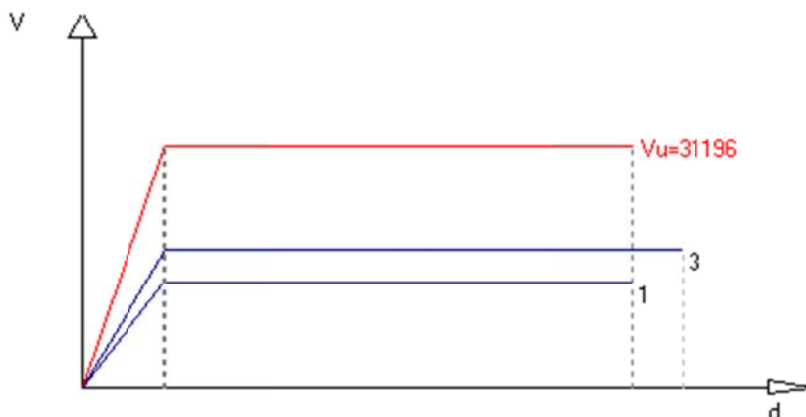
$T \text{ (sp. parete) } = 41.00 \text{ cm}$

Apertura	Stato	Montanti per lato	Architravi	Travi inf.
A	Libera	No	No	No
B	Cerchiata	2 HEB 200 (S 355)	2 HEA 200 (S 355)	No

Maschio	Lungh.	Spess.	H calc.	Coef. b	$\sigma_0$	$K_0$	$V_t$	$V_{pf}$	$V_u$	$\delta_e$	$\delta_u$
1	300.0	41.00	210.0	1.00	3.240	107404.8	13423.4	32517.1	13423.4	0.125	0.840
2 (*)	52.0	41.00	229.0	1.50	9.785	3036.7	2610.3	0.0	0.0	0.000	1.374
3	406.0	41.00	229.0	1.00	3.087	139141.2	17772.9	53879.1	17772.9	0.128	0.916

I maschi (\*) hanno un valore  $\delta_e > 0.006 H$ , non verranno pertanto considerati resistenti ai fini delle verifiche

Curva caratteristica post-operam:



Rigidezza complessiva della parete:  $K_{pr} = 246546.0$  daN/cm

Taglio ultimo della parete:  $V_{pr} = 31196.2$  daN

Spostamento ultimo:  $\delta_{u\ pr} = 0.840$  cm

### VERIFICA

Rigidezza e resistenza della muratura:

$\Delta K_{\text{mur}} = K_{pr} - K_{sa} = 246546 - 350962 = -104416$  daN/cm (riduzione rigidezza = -29.8%)

$\Delta V_{\text{mur}} = V_{pr} - V_{sa} = 31196 - 39833 = -8636$  daN (riduzione resistenza = -21.7%)

Rigidezza e resistenza del telaio:

Note:

$K = c E J / H_i^3$ , con:  $c = 3$  nel caso di telaio incernierato alla base,  $c = 12$  nel caso di incastro

$F_u = n (M_u / H_i)$  nel caso di telaio incernierato alla base,  $F_u = n (2 M_u / H_i)$  nel caso di incastro, con  $n =$  numero dei montanti del telaio.

Se  $\delta_e > \delta_u$ ,  $F_o$  sarà calcolato in relazione allo spostamento ultimo di progetto.  $F_o = K \delta_{u\ Pr}$

Telaio	c	$H_i$ [cm]	K [daN/cm]	$M_u$ [daN cm]	$\delta_e$ [cm]	$F_u$ [daN]	$F_o$ [daN]
B	12	210.0	61997.3	7703162.0	1.18	73363.5	52077.7

$K_t = \Sigma K = 61997$  daN/cm

$V_t = \Sigma F_o = 52078$  daN

Variazione di rigidezza e resistenza dopo l'intervento:

$\Delta K_{\text{tot}} = K_{pr} + K_t - K_{sa} = -42419$  daN/cm

riduzione rigidezza = -12.1%; variazione percentuale di  $\Delta K_{\text{tot}}$  compresa entro il 15.0% (Ok)

$\Delta V_{\text{tot}} = V_{pr} + V_t - V_{sa} = 43441$  daN

aumento resistenza = 109.1%;  $\Delta V_{\text{tot}} > 0$  (Ok)

### VERIFICA ARCHITRAVI IN ACCIAIO

La verifica si riferisce alla fase di montaggio nel momento in cui è già stata rimossa la muratura, ma le architravi non sono ancora collegate ai montanti.

Architrave: 2 HEA 200

$J_x = 7384.0$  cm<sup>4</sup>,  $W_x = 777.2$  cm<sup>3</sup>,  $A_{\text{taglio}} = 24.7$  cm<sup>2</sup>

Luce di calcolo  $L = 140.0$  cm

P.P. architrave  $PP_a = 0.845$  daN/cm

P.P. fascia muratura  $PP_m = 5.240$  daN/cm

Carico permanente trasmesso dalla sovrastruttura  $G_k = 87.00 \text{ daN/cm}$   
 Carico variabile trasmesso dalla sovrastruttura  $Q_k = 6.42 \text{ daN/cm}$

$$q_{SLU} = 1.3 (G_k + PP_a + PP_m) + 1.5 Q_k = 130.64 \text{ daN/cm}$$

$$q_{SLE} = G_k + PP_a + PP_m + 0.0 Q_k = 93.08 \text{ daN/cm}$$

$$M_{sd} = (q_{SLU} L^2) / 8 = 320068.2 \text{ daN cm} < W_x f_{yd} = 2627676.0 \text{ daN cm (Ok)}$$

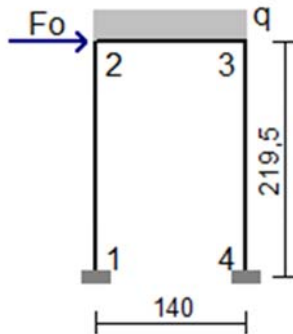
$$V_{sd} = (q_{SLU} L) / 2 = 9144.8 \text{ daN}$$

$$1.5 V_{sd} / A_{taglio} = 555.4 \text{ daN} < f_{yd} / 3^{1/2} = 1952.0 \text{ daN (Ok)}$$

$$\text{Freccia} = (5/384) (q_{SLE} L^4) / (E J_x) = 0.0300 \text{ cm} < L/500 = 0.2800 \text{ cm (Ok)}$$

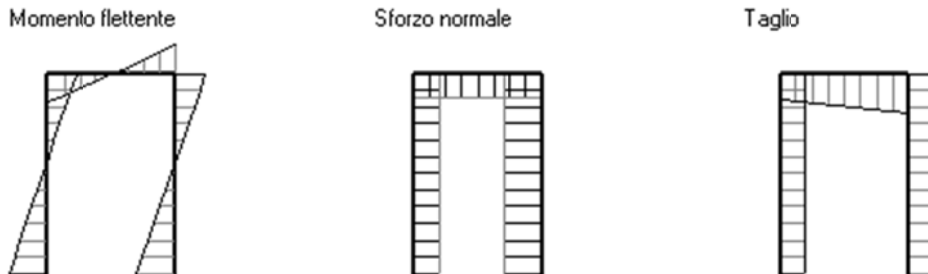
### Verifiche dei telai.

Telaio B



$$F_o = 52077.71 \text{ daN}, \quad q = G_k + \psi_2 Q_k = 92.24 \text{ daN/cm}$$

Sollecitazioni telaio B



Sollecitazione di compressione per  $N > 0$

### Verifica sezioni in acciaio del tratto 1-2

Tratto	sez.	dist.[cm]	M [daN cm]	N [daN]	V [daN]
1-2	1	0.0	-3257421.0	-27845.3	25462.4
	2	18.3	-2791671.0	-27867.7	25462.4
	3	36.6	-2325920.0	-27890.1	25462.4
	4	54.9	-1860170.0	-27912.5	25462.4
	5	73.2	-1394419.0	-27935.0	25462.4
	6	91.5	-928668.6	-27957.4	25462.4
	7	109.8	-462918.1	-27979.8	25462.4
	8	128.0	2832.6	-28002.3	25462.4
	9	146.3	468582.8	-28024.7	25462.4
	10	164.6	934333.5	-28047.1	25462.4
	11	182.9	1400084.0	-28069.5	25462.4

	12		201.2		1865834.0		-28092.0		25462.4
	13		219.5		2331585.0		-28114.4		25462.4
2 sez.*	B [cm]	H [cm]	Wx [cm <sup>3</sup> ]	Wpx [cm <sup>3</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	Av [cm <sup>2</sup> ]	tw [cm]	tf [cm]	r [cm]
HEB 200	20.0	20.0	569,6	642,5	78.1	24.9	0.90	1.50	1.80

Verifica delle sezioni con i risultati più gravosi del tratto 1-2

**Taglio:** sez. 1, dist. = 0,0 cm, Ved = 12731,2 daN

Taglio resistente:  $V_{crd} = A_v f_{yk} / (\gamma_{M0} \sqrt{3}) = 48507.04$  daN

Ved / Vcrd = 0.262 < 1 Ok

**Tenso-flessione:** sez. 1, dist. = 0,0 cm, Med = -1628711,0 daNcm, Ned = -13922,6 daN, Ved = 12731,2 daN

Classificazione della sezione:

$\varepsilon = \sqrt{(235 / f_{yk})} = 0.81$ ,  $\alpha = 0.5 (1 + (N / (c_w t_w f_{yk}))) = 0.34$ ,  $\psi = -1.30$

Ali in compressione:  $c_f / t_f = 5.17 < 9 \varepsilon = 7.32$  (cl. 1)

Anima a presso-flessione:  $c_w / t_w = 14.89 < 36 \varepsilon / \alpha = 86.81$  (cl. 1)

La sezione è di classe 1

Verifica di resistenza:

$N_{rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} = 264052.4$  daN

$n = N_{ed} / N_{rd} = -0.053$ ,  $a = (A - 2 B t_f) / A = 0.232$

$M_{rd} = W_{px} f_{yk} / \gamma_{M0} = 2172262.0$  daNcm

$M_{nrd} = M_{rn} (1 - n) / (1 - 0.5 a) = 2586516.0$  daNcm >  $M_{rd} \Rightarrow M_{nrd} = M_{rd}$

Med / Mnrđ = 0.75 < 1 Ok

### Verifica sezioni in acciaio del tratto 2-3

Tratto	sez.	dist.[cm]	M [daN cm]	N [daN]	V [daN]
2-3	1	0.0	2331585.0	26615.3	-28114.4
	2	17.5	1825330.0	26615.3	-29743.4
	3	35.0	1290567.0	26615.3	-31372.4
	4	52.5	727297.2	26615.3	-33001.3
	5	70.0	135520.4	26615.3	-34630.3
	6	87.5	-484763.6	26615.3	-36259.3
	7	105.0	-1133555.0	26615.3	-37888.3
	8	122.5	-1810853.0	26615.3	-39517.2
	9	140.0	-2516658.0	26615.3	-41146.2

2 sez.*	B [cm]	H [cm]	Wx [cm <sup>3</sup> ]	Wpx [cm <sup>3</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	Av [cm <sup>2</sup> ]	tw [cm]	tf [cm]	r [cm]
HEA 200	20.0	19.0	388,6	429,5	53.8	18.1	0.65	1.00	1.80

Verifica delle sezioni con i risultati più gravosi del tratto 2-3

**Taglio:** sez. 9, dist. = 140,0 cm, Ved = -20573,1 daN

Taglio resistente:  $V_{crd} = A_v f_{yk} / (\gamma_{M0} \sqrt{3}) = 35233.49$  daN

Ved / Vcrd = 0.584 < 1 Ok

**Presso-flessione:** sez. 9, dist. = 140,0 cm, Med = -1258329,0 daNcm, Ned = 13307,6 daN, Ved = -20573,1 daN

Classificazione della sezione:

$\varepsilon = \sqrt{(235 / f_{yk})} = 0.81$ ,  $\alpha = 0.5 (1 + (N / (c_w t_w f_{yk}))) = 0.72$ ,  $\psi = -0.67$

Ali in compressione:  $c_f / t_f = 7.88 < 10 \varepsilon = 8.14$  (cl. 2)

Anima a presso-flessione:  $c_w / t_w = 20.62 < 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1) = 38.83$  (cl. 1)

La sezione è di classe 2

Verifica di resistenza:

$V_{ed} > 0.5 V_{crd} \Rightarrow$  riduzione di  $f_y$ ,  $\rho = ((2 V_{ed} / V_{crd}) - 1)^2 = 0.028$ ,  $f_{ykRid} = f_{yk} (1 - \rho) = 3450.0 \text{ daN/cm}^2$

$N_{vrd} = ((A - A_v) f_{yk} + A_v f_{ykRid}) / \gamma_{M0} = 180176.6 \text{ daN}$

$M_{vrd} = [W_{px} - (\rho A_v^2 / 4 t_w)] f_{yk} / \gamma_{M0} = 1440188.0 \text{ daNcm}$

$(N_{ed} / N_{vrd}) + (M_{ed} / M_{vrd}) = 0.95 < 1 \text{ Ok}$

sez. 1, dist. = 0,0 cm,  $M_{ed} = 1165793,0 \text{ daNcm}$ ,  $N_{ed} = 13307,6 \text{ daN}$ ,  $V_{ed} = -14057,2 \text{ daN}$

Instabilità a compressione:

$N_{cr} = \pi^2 E J / l_0^2 = 3904134.0 \text{ daN}$

$N_{ed} < 0.04 N_{cr} \Rightarrow$  Verifica non richiesta

### Verifica sezioni in acciaio del tratto 3-4

Tratto	sez.	dist.[cm]	M [daN cm]	N [daN]	V [daN]
3-4	1	0.0	-2516658.0	41146.2	26615.3
	2	18.3	-2029821.0	41168.7	26615.3
	3	36.6	-1542983.0	41191.1	26615.3
	4	54.9	-1056145.0	41213.5	26615.3
	5	73.2	-569307.6	41235.9	26615.3
	6	91.5	-82469.8	41258.4	26615.3
	7	109.8	404367.8	41280.8	26615.3
	8	128.0	891205.6	41303.2	26615.3
	9	146.3	1378043.0	41325.7	26615.3
	10	164.6	1864881.0	41348.1	26615.3
	11	182.9	2351719.0	41370.5	26615.3
	12	201.2	2838556.0	41392.9	26615.3
	13	219.5	3325394.0	41415.4	26615.3

2 sez.*	B [cm]	H [cm]	$W_x$ [cm <sup>3</sup> ]	$W_{px}$ [cm <sup>3</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	$A_v$ [cm <sup>2</sup> ]	$t_w$ [cm]	$t_f$ [cm]	r [cm]
HEB 200	20.0	20.0	569,6	642,5	78.1	24.9	0.90	1.50	1.80

Verifica delle sezioni con i risultati più gravosi del tratto 3-4

**Taglio:** sez. 1, dist. = 0,0 cm,  $V_{ed} = 13307,6 \text{ daN}$

Taglio resistente:  $V_{crd} = A_v f_{yk} / (\gamma_{M0} \sqrt{3}) = 48507.04 \text{ daN}$

$V_{ed} / V_{crd} = 0.274 < 1 \text{ Ok}$

**Presso-flessione:** sez. 13, dist. = 219,5 cm,  $M_{ed} = 1662697,0 \text{ daNcm}$ ,  $N_{ed} = 20707,7 \text{ daN}$ ,  $V_{ed} = 13307,6 \text{ daN}$

Classificazione della sezione:

$\varepsilon = \sqrt{(235 / f_{yk})} = 0.81$ ,  $\alpha = 0.5 (1 + (N / (c_w t_w f_{yk}))) = 0.74$ ,  $\psi = -0.67$

Ali in compressione:  $c_f / t_f = 5.17 < 9 \varepsilon = 7.32$  (cl. 1)

Anima a presso-flessione:  $c_w / t_w = 14.89 < 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1) = 37.27$  (cl. 1)

La sezione è di classe 1

Verifica di resistenza:

$N_{rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} = 264052.4 \text{ daN}$

$n = N_{ed} / N_{rd} = 0.078$ ,  $a = (A - 2 B t_f) / A = 0.232$

$M_{rd} = W_{px} f_{yk} / \gamma_{M0} = 2172262.0 \text{ daNcm}$

$M_{nrd} = M_{rn} (1 - n) / (1 - 0.5 a) = 2264286.0 \text{ daNcm} > M_{rd} \Rightarrow M_{nrd} = M_{rd}$

$M_{ed} / M_{nrd} = 0.77 < 1 \text{ Ok}$

sez. 13, dist. = 219,5 cm,  $M_{ed} = 1662697,0 \text{ daNcm}$ ,  $N_{ed} = 20707,7 \text{ daN}$ ,  $V_{ed} = 13307,6 \text{ daN}$

Instabilità a compressione:

$N_{cr} = \pi^2 E J / l_0^2 = 2450304.0 \text{ daN}$

$N_{ed} < 0.04 N_{cr} \Rightarrow$  Verifica non richiesta

Nota (\*): non essendo possibile collegare le travi mediante calastrelli nel lato verso la muratura, le verifiche saranno eseguite su profili semplici dividendo le sollecitazioni per il numero delle sezioni presenti nel tratto.

## Parete 2

### Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Parametri muratura Tab.C8A.2.1 Circ.n.617/CSLLPP del 2/2/2009

fm - resistenza compressione [daN/cm<sup>2</sup>]: 24.00 (min.), 40.00 (max.)

$\tau_o$  - resistenza a taglio [daN/cm<sup>2</sup>]: 0.60 (min.), 0.92 (max.)

E - modulo elastico [daN/cm<sup>2</sup>]: 12000.0 (min.), 18000.0 (max.)

G - modulo el. tang. [daN/cm<sup>2</sup>]: 4000.0 (min.), 6000.0 (max.)

### Valori di riferimento:

Essendo il livello di conoscenza LC1 (Limitata), come specificato dalla Tab. C8A.1.1 Circ.n.617, si utilizzano i valori medi per i moduli elastici e i valori minimi per la resistenza.

fm - resistenza compressione = 24.00 daN/cm<sup>2</sup>

$\tau_o$  - resistenza a taglio = 0.60 daN/cm<sup>2</sup>

E - modulo elastico = 15000.0 daN/cm<sup>2</sup>

G - modulo el. tang. = 5000.0 daN/cm<sup>2</sup>

$\mu$  = fattore duttilità = 1.50 (da valori sperimentali secondo gli studi di Turnsek e Cacovic)

$\gamma_m$  = peso specifico = 1800.0 daN/mc

### Valori di progetto:

Fattore confidenza FC = 1.35 (C8A.1.A.4 Circ.n.617/2009)

Coef. parz. sic.  $\gamma_M$  = 2.00 (4.5.6.1)

fm = 8.89 daN/cm<sup>2</sup>

$\tau_o$  = 0.22 daN/cm<sup>2</sup>

Coef. rid. moduli elastici per fessurazione = 2.00

E = 7500 daN/cm<sup>2</sup>

G = 2500 daN/cm<sup>2</sup>

### Materiali dei telai

Acciaio	$f_{yk}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{tk}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	E [daN/cm <sup>2</sup> ]	G [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\gamma_a$ [kg/mc]
S 275	2750.0	4300.0	2100000.0	807692.0	7850.0

### Sezioni in acciaio dei telai

Profilo	B [cm]	H [cm]	$W_x$ [cm <sup>3</sup> ]	$W_{px}$ [cm <sup>3</sup> ]	$W_y$ [cm <sup>3</sup> ]	$W_{py}$ [cm <sup>3</sup> ]	Area [cm <sup>2</sup> ]	Peso [kg/m]
HEA 180	18.0	17.1	293,6	324,9	102,7	156,5	45.3	35.57

### NORMATIVA DI RIFERIMENTO

1. D.M. 17 Gennaio 2018 e allegate 'Norme tecniche per le costruzioni'.

2. Circolare 02/02/2009 n. 617/CSLLPP Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008

### METODOLOGIA DI VERIFICA

L'apertura di un vano in una parete muraria accompagnata da opportuni rinforzi è previsto, come 'intervento locale', nella Circolare n. 617/CSLLPP del 2/2/2009 al punto C8.4.3.

Le verifiche possono essere eseguite limitandosi a valutazioni numeriche relative alla sola parete interessata dall'intervento solo a condizione che si dimostri che la rigidezza dell'elemento variato non cambi significativamente e che la resistenza non peggiori ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali.

Una mutazione significativa della rigidezza delle pareti muterebbe il comportamento globale della struttura e pertanto non risulterebbe sufficiente la verifica locale.

La verifica risulta positiva quando la resistenza alle forze orizzontali V post-operam risultano maggiori o uguali a quelle ante-operam, con variazioni di rigidezza non sostanziali (+/- 15.00%).

Il calcolo di V viene svolto secondo i due seguenti criteri:

1 - criterio di rottura per fessurazione diagonale

Ritenendo valido lo schema di doppio incastro alle estremità, nel caso di muratura non armata in cui la rottura del pannello è di tipo fragile e caratterizzata da lesioni diagonali a 45° l'azione tagliante ultima è determinabile, come specificato nella Circolare n. 617/CSLLPP al punto C8.7.1.5, con la seguente relazione:

$$V_t = (L T f_{td} / b) (1 + \sigma / f_{td})^{1/2}$$

dove i simboli hanno il seguente significato:

L = Lunghezza del pannello murario

T = Spessore del pannello murario

$f_{td}$  = Resistenza di calcolo a trazione per fessurazione diagonale della muratura = 1,5  $\tau_0$

$\sigma$  = Tensione normale media riferita all'area totale della base del setto

b = Coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere  $b = H / L$ , comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1, dove H è l'altezza del pannello

2 - criterio di rottura per pressoflessione

$$V_{pf} = (L^2 T \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0,85 f_d) / (H / 2)$$

dove  $f_d$  = Resistenza di calcolo a compressione della muratura

La rigidezza del singolo pannello murario K viene valutata con la seguente relazione:

$$K = (G E T L^3) / (G H^3 + 1,2 H E L^2)$$

dove i simboli hanno il seguente significato:

E = modulo di elasticità normale

G = modulo di elasticità tangenziale

La rigidezza complessiva risulterà dalla sommatoria dei contributi dei singoli maschi murari che formano la parete.

La resistenza ultima a taglio verrà calcolata in base alla curva caratteristica del diagramma V- $\delta$

## TELAIO DI CERCHIATURA DELLE APERTURE

Definendo:

$\Delta K = K_{sa} - K_{pr}$  (carenza di rigidezza della muratura a seguito dell'intervento)

il telaio, per poter sopprimere a tale carenza dovrà avere una rigidezza  $K_t$  maggiore o uguale a  $\Delta K$

La rigidezza del telaio è data dalla sommatoria delle rigidezze dei singoli montanti costituenti la cerchiatura. Considerando come incastrata la base del telaio, la rigidezza per il singolo montante vale:

$$K_i = 12 E J / H^3$$

La rigidezza totale del telaio sarà:  $K_t = \sum K_i$

La resistenza a taglio del telaio sarà data dal contributo di tutti i montanti:

dato il momento ultimo di ogni montante =  $M_u = f_{yk} W / \gamma_{MO}$

considerando lo schema incastro-incastro:  $F_o = 2 M_u / H$

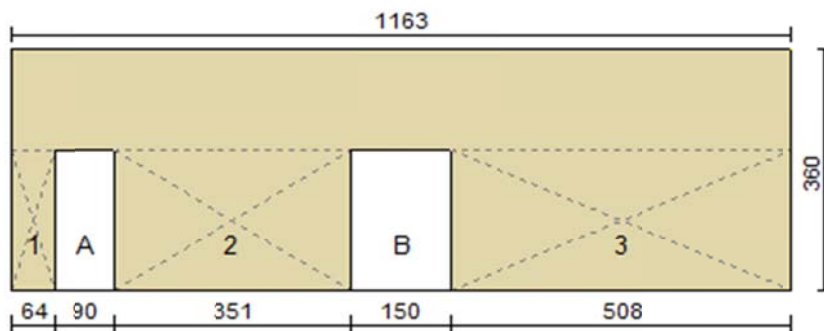
La resistenza complessiva del telaio sarà:  $V_t = \sum F_o$

## CARICHI

In sommità della parete sono applicati i seguenti carichi distribuiti:  
 Carico permanente  $G_k = 5040.0$  daN/m  
 Carico variabile  $Q_k = 665.0$  daN/m

Per la determinazione della tensione media verticale, verranno inoltre considerati i contributi dovuti al peso proprio di metà maschio murario e delle semifasce superiori gravanti sul maschio stesso.

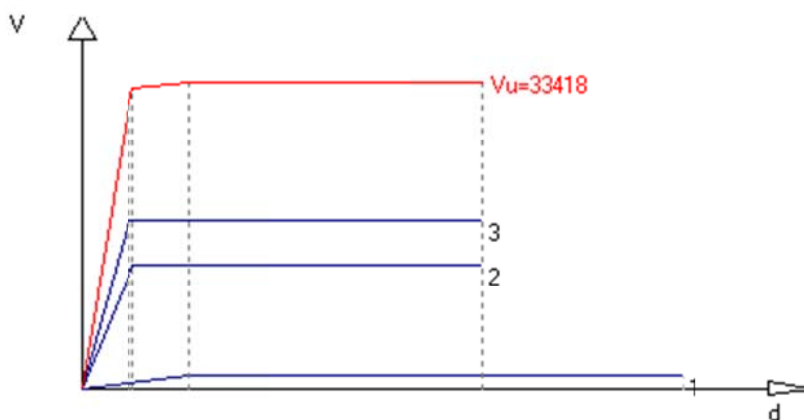
**Ante-operam**



$T$  (sp. parete) = 40.00 cm

Maschio	Lungh.	H calc.	Coef. b	$\sigma_0$	$K_0$	$V_t$	$V_{pf}$	$V_u$	$\delta_e$	$\delta_u$
1	64.0	210.0	1.50	3.078	6364.0	1819.9	1423.1	1423.1	0.224	1.260
2	351.0	210.0	1.00	2.465	126688.9	13560.3	38975.0	13560.3	0.107	0.840
3	508.0	210.0	1.00	2.136	192451.8	18434.2	75305.6	18434.2	0.096	0.840

Curva caratteristica ante-operam:



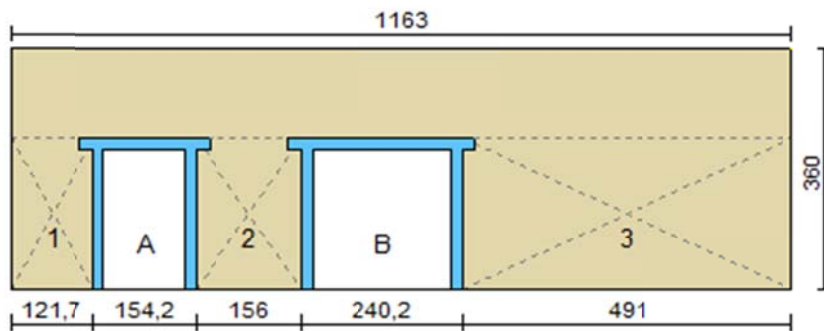
Rigidezza complessiva della parete:  $K_{sa} = 325504.7$  daN/cm

Taglio ultimo della parete:  $V_{sa} = 33417.6$  daN

Spostamento ultimo:  $\delta_{u sa} = 0.840$  cm

**Post-operam**



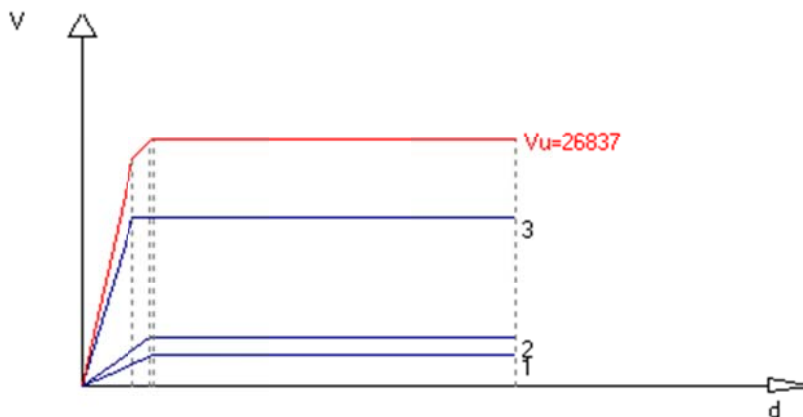


T (sp. parete) = 40.00 cm

Apertura	Stato	Montanti per lato	Architravi	Travi inf.
A	Cerchiata	2 HEA 180 (S 275)	2 HEA 180 (S 275)	No
B	Cerchiata	2 HEA 180 (S 275)	2 HEA 180 (S 275)	No

Maschio	Lungh.	Spess.	H calc.	Coef. b	$\sigma_0$	$K_0$	$V_t$	$V_{pf}$	$V_u$	$\delta_e$	$\delta_u$
1	121.7	40.00	227.1	1.50	2.925	22700.1	3382.2	4676.4	3382.2	0.149	0.908
2	156.0	40.00	227.1	1.46	3.975	36032.0	5136.8	8074.4	5136.8	0.143	0.908
3	490.9	40.00	227.1	1.00	2.277	170025.7	18317.5	67526.7	18317.5	0.108	0.908

Curva caratteristica post-operam:



Rigidezza complessiva della parete:  $K_{pr} = 228757.8$  daN/cm

Taglio ultimo della parete:  $V_{pr} = 26836.5$  daN

Spostamento ultimo:  $\delta_u pr = 0.908$  cm

## VERIFICA

Rigidezza e resistenza della muratura:

$\Delta K_{mur} = K_{pr} - K_{sa} = 228758 - 325505 = -96747$  daN/cm (riduzione rigidezza = -29.7%)

$\Delta V_{mur} = V_{pr} - V_{sa} = 26837 - 33418 = -6581$  daN (riduzione resistenza = -19.7%)

Rigidezza e resistenza dei telai:

Note:

$K = c E J / H_i^3$ , con:  $c = 3$  nel caso di telaio incernierato alla base,  $c = 12$  nel caso di incastro

$F_u = n (M_u / H_i)$  nel caso di telaio incernierato alla base,  $F_u = n (2 M_u / H_i)$  nel caso di incastro, con  $n =$  numero dei montanti del telaio.

Se  $\delta_e > \delta_u$ ,  $F_0$  sarà calcolato in relazione allo spostamento ultimo di progetto.  $F_0 = K \delta_u pr$

Telaio	c	$H_i$ [cm]	$K$ [daN/cm]	$M_u$ [daN cm]	$\delta_e$ [cm]	$F_u$ [daN]	$F_0$ [daN]
A	12	210.0	27319.7	3075810.0	1.07	29293.4	24817.2
B	12	210.0	27319.7	3075810.0	1.07	29293.4	24817.2

$$K_t = \Sigma K = 54639 \text{ daN/cm}$$

$$V_t = \Sigma F_o = 49634 \text{ daN}$$

Variazione di rigidezza e resistenza dopo l'intervento:

$$\Delta K_{\text{tot}} = K_{\text{pr}} + K_t - K_{\text{sa}} = -42107 \text{ daN/cm}$$

riduzione rigidezza = -12.9%; variazione percentuale di  $\Delta K_{\text{tot}}$  compresa entro il 15.0% (Ok)

$$\Delta V_{\text{tot}} = V_{\text{pr}} + V_t - V_{\text{sa}} = 43053 \text{ daN}$$

aumento resistenza = 128.8%;  $\Delta V_{\text{tot}} > 0$  (Ok)

### VERIFICA ARCHITRAVI IN ACCIAIO

La verifica si riferisce alla fase di montaggio nel momento in cui è già stata rimossa la muratura, ma le architravi non sono ancora collegate ai montanti.

Architrave apertura A: 2 HEA 180

$$J_x = 5020.0 \text{ cm}^4, \quad W_x = 587.2 \text{ cm}^3, \quad A_{\text{taglio}} = 20.5 \text{ cm}^2$$

Luce di calcolo L = 137.1 cm

P.P. architrave PPa = 0.711 daN/cm

P.P. fascia muratura PPM = 9.569 daN/cm

Carico permanente trasmesso dalla sovrastruttura Gk = 50.40 daN/cm

Carico variabile trasmesso dalla sovrastruttura Qk = 6.65 daN/cm

$$q_{\text{SLU}} = 1.3 (G_k + P_{\text{Pa}} + P_{\text{Pm}}) + 1.5 Q_k = 88.86 \text{ daN/cm}$$

$$q_{\text{SLE}} = G_k + P_{\text{Pa}} + P_{\text{Pm}} + 0.0 Q_k = 60.68 \text{ daN/cm}$$

$$M_{\text{sd}} = (q_{\text{SLU}} L^2) / 8 = 208779.4 \text{ daN cm} < W_x f_{\text{yd}} = 1537905.0 \text{ daN cm} \text{ (Ok)}$$

$$V_{\text{sd}} = (q_{\text{SLU}} L) / 2 = 6091.3 \text{ daN}$$

$$1.5 V_{\text{sd}} / A_{\text{taglio}} = 445.3 \text{ daN} < f_{\text{yd}} / 3^{1/2} = 1512.1 \text{ daN} \text{ (Ok)}$$

$$\text{Freccia} = (5/384) (q_{\text{SLE}} L^4) / (E J_x) = 0.0265 \text{ cm} < L/500 = 0.2742 \text{ cm} \text{ (Ok)}$$

Architrave apertura B: 2 HEA 180

$$J_x = 5020.0 \text{ cm}^4, \quad W_x = 587.2 \text{ cm}^3, \quad A_{\text{taglio}} = 20.5 \text{ cm}^2$$

Luce di calcolo L = 223.1 cm

P.P. architrave PPa = 0.711 daN/cm

P.P. fascia muratura PPM = 9.569 daN/cm

Carico permanente trasmesso dalla sovrastruttura Gk = 50.40 daN/cm

Carico variabile trasmesso dalla sovrastruttura Qk = 6.65 daN/cm

$$q_{\text{SLU}} = 1.3 (G_k + P_{\text{Pa}} + P_{\text{Pm}}) + 1.5 Q_k = 88.86 \text{ daN/cm}$$

$$q_{\text{SLE}} = G_k + P_{\text{Pa}} + P_{\text{Pm}} + 0.0 Q_k = 60.68 \text{ daN/cm}$$

$$M_{\text{sd}} = (q_{\text{SLU}} L^2) / 8 = 552855.7 \text{ daN cm} < W_x f_{\text{yd}} = 1537905.0 \text{ daN cm} \text{ (Ok)}$$

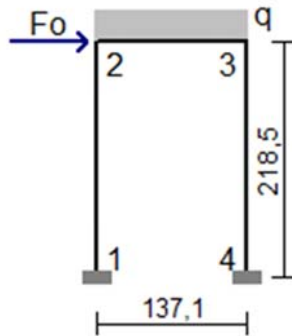
$$V_{\text{sd}} = (q_{\text{SLU}} L) / 2 = 9912.2 \text{ daN}$$

$$1.5 V_{\text{sd}} / A_{\text{taglio}} = 724.6 \text{ daN} < f_{\text{yd}} / 3^{1/2} = 1512.1 \text{ daN} \text{ (Ok)}$$

$$\text{Freccia} = (5/384) (q_{\text{SLE}} L^4) / (E J_x) = 0.1857 \text{ cm} < L/500 = 0.4462 \text{ cm} \text{ (Ok)}$$

### Verifiche dei telai.

Telaio A



$$F_o = 24817.24 \text{ daN}, \quad q = G_k + \psi_2 Q_k = 59.97 \text{ daN/cm}$$

Sollecitazioni telaio A



Sollecitazione di compressione per  $N > 0$

**Verifica sezioni in acciaio del tratto 1-2**

Tratto	sez.	dist.[cm]	M [daN cm]	N [daN]	V [daN]
1-2	1	0.0	-1475209.0	-13403.9	12078.0
	2	18.2	-1255239.0	-13416.9	12078.0
	3	36.4	-1035268.0	-13429.8	12078.0
	4	54.6	-815296.7	-13442.8	12078.0
	5	72.9	-595325.8	-13455.8	12078.0
	6	91.1	-375354.9	-13468.7	12078.0
	7	109.3	-155384.0	-13481.7	12078.0
	8	127.5	64587.0	-13494.6	12078.0
	9	145.7	284557.8	-13507.6	12078.0
	10	163.9	504528.8	-13520.5	12078.0
	11	182.1	724499.6	-13533.5	12078.0
	12	200.3	944470.7	-13546.4	12078.0
	13	218.6	1164442.0	-13559.4	12078.0

2 sez.*	B [cm]	H [cm]	$W_x$ [cm <sup>3</sup> ]	$W_{px}$ [cm <sup>3</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	$A_v$ [cm <sup>2</sup> ]	tw [cm]	tf [cm]	r [cm]
HEA 180	18.0	17.1	293,6	324,9	45.3	14.5	0.60	0.95	1.50

Verifica delle sezioni con i risultati più gravosi del tratto 1-2

**Taglio:** sez. 1, dist. = 0,0 cm,  $V_{ed} = 6039,0$  daN

Taglio resistente:  $V_{crd} = A_v f_{yk} / (\gamma_{M0} \sqrt{3}) = 21955.81$  daN

$V_{ed} / V_{crd} = 0.275 < 1$  Ok

**Tenso-flessione:** sez. 1, dist. = 0,0 cm,  $M_{ed} = -737604,7$  daNcm,  $N_{ed} = -6702,0$  daN,  $V_{ed} = 6039,0$  daN

Classificazione della sezione:

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_{yk}} = 0.92, \quad \alpha = 0.5 (1 + (N / (c_w t_w f_{yk}))) = 0.33, \quad \psi = -1.35$$

Ali in compressione:  $cf / tf = 7.58 < 9 \varepsilon = 8.32$  (cl. 1)

Anima a presso-flessione:  $cw / tw = 20.33 < 36 \varepsilon / \alpha = 99.78$  (cl. 1)

La sezione è di classe 1

Verifica di resistenza:

$Nrd = A f_{yk} / \gamma_{M0} = 118642.9$  daN

$n = Ned / Nrd = -0.056$ ,  $a = (A - 2 B tf) / A = 0.245$

$Mrd = Wpx f_{yk} / \gamma_{M0} = 850928.6$  daNcm

$Mnrd = Mrn (1 - n) / (1 - 0.5 a) = 1024517.0$  daNcm  $> Mrd \Rightarrow Mnrd = Mrd$

$Med / Mnrd = 0.87 < 1$  Ok

### Verifica sezioni in acciaio del tratto 2-3

Tratto	sez.	dist.[cm]	M [daN cm]	N [daN]	V [daN]
2-3	1	0.0	1164442.0	12739.2	-13559.4
	2	19.6	887233.1	12739.2	-14747.8
	3	39.2	586747.9	12739.2	-15936.3
	4	58.8	262985.8	12739.2	-17124.8
	5	78.3	-84053.2	12739.2	-18313.2
	6	97.9	-454369.0	12739.2	-19501.7
	7	117.5	-847961.8	12739.2	-20690.1
	8	137.1	-1264831.0	12739.2	-21878.6

2 sez.*	B [cm]	H [cm]	Wx [cm <sup>3</sup> ]	Wpx [cm <sup>3</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	Av [cm <sup>2</sup> ]	tw [cm]	tf [cm]	r [cm]
HEA 180	18.0	17.1	293,6	324,9	45.3	14.5	0.60	0.95	1.50

Verifica delle sezioni con i risultati più gravosi del tratto 2-3

**Taglio:** sez. 8, dist. = 137,1 cm, Ved = -10939,3 daN

Taglio resistente:  $Vcrd = Av f_{yk} / (\gamma_{M0} \sqrt{3}) = 21955.81$  daN

$Ved / Vcrd = 0.498 < 1$  Ok

**Presso-flessione:** sez. 8, dist. = 137,1 cm, Med = -632415,7 daNcm, Ned = 6369,6 daN, Ved = -10939,3 daN

Classificazione della sezione:

$\varepsilon = \sqrt{(235 / f_{yk})} = 0.92$ ,  $\alpha = 0.5 (1 + (N / (cw tw f_{yk}))) = 0.66$ ,  $\psi = -0.75$

Ali in compressione:  $cf / tf = 7.58 < 9 \varepsilon = 8.32$  (cl. 1)

Anima a presso-flessione:  $cw / tw = 20.33 < 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1) = 48.44$  (cl. 1)

La sezione è di classe 1

Verifica di resistenza:

$Nrd = A f_{yk} / \gamma_{M0} = 118642.9$  daN

$n = Ned / Nrd = 0.054$ ,  $a = (A - 2 B tf) / A = 0.245$

$Mrd = Wpx f_{yk} / \gamma_{M0} = 850928.6$  daNcm

$Mnrd = Mrn (1 - n) / (1 - 0.5 a) = 917674.9$  daNcm  $> Mrd \Rightarrow Mnrd = Mrd$

$Med / Mnrd = 0.74 < 1$  Ok

sez. 1, dist. = 0,0 cm, Med = 582220,8 daNcm, Ned = 6369,6 daN, Ved = -6779,7 daN

Instabilità a compressione:

$Ncr = \pi^2 E J / lo^2 = 2767692.0$  daN

$Ned < 0.04 Ncr \Rightarrow$  Verifica non richiesta

### Verifica sezioni in acciaio del tratto 3-4

Tratto	sez.	dist.[cm]	M [daN cm]	N [daN]	V [daN]
3-4	1	0.0	-1264831.0	21878.6	12739.2
	2	18.2	-1032818.0	21891.6	12739.2
	3	36.4	-800805.1	21904.5	12739.2
	4	54.6	-568792.0	21917.5	12739.2

5	72.9	-336778.9	21930.4	12739.2
6	91.1	-104765.8	21943.4	12739.2
7	109.3	127247.4	21956.3	12739.2
8	127.5	359260.5	21969.3	12739.2
9	145.7	591273.6	21982.2	12739.2
10	163.9	823286.8	21995.2	12739.2
11	182.1	1055300.0	22008.1	12739.2
12	200.3	1287313.0	22021.1	12739.2
13	218.6	1519326.0	22034.0	12739.2

2 sez.*	B [cm]	H [cm]	Wx [cm <sup>3</sup> ]	Wpx [cm <sup>3</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	Av [cm <sup>2</sup> ]	tw [cm]	tf [cm]	r [cm]
HEA 180	18.0	17.1	293,6	324,9	45.3	14.5	0.60	0.95	1.50

Verifica delle sezioni con i risultati più gravosi del tratto 3-4

**Taglio:** sez. 1, dist. = 0,0 cm, Ved = 6369,6 daN

Taglio resistente:  $V_{crd} = A_v f_{yk} / (\gamma_{M0} \sqrt{3}) = 21955.81 \text{ daN}$

$V_{ed} / V_{crd} = 0.290 < 1 \text{ Ok}$

**Presso-flessione:** sez. 13, dist. = 218,6 cm, Med = 759663,1 daNcm, Ned = 11017,0 daN, Ved = 6369,6 daN

Classificazione della sezione:

$\varepsilon = \sqrt{(235 / f_{yk})} = 0.92$ ,  $\alpha = 0.5 (1 + (N / (c_w t_w f_{yk}))) = 0.77$ ,  $\psi = -0.60$

Ali in compressione:  $c_f / t_f = 7.58 < 9 \varepsilon = 8.32 \text{ (cl. 1)}$

Anima a presso-flessione:  $c_w / t_w = 20.33 < 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1) = 40.42 \text{ (cl. 1)}$

La sezione è di classe 1

Verifica di resistenza:

$N_{rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} = 118642.9 \text{ daN}$

$n = N_{ed} / N_{rd} = 0.093$ ,  $a = (A - 2 B t_f) / A = 0.245$

$M_{rd} = W_{px} f_{yk} / \gamma_{M0} = 850928.6 \text{ daNcm}$

$M_{nrd} = M_{rn} (1 - n) / (1 - 0.5 a) = 879689.0 \text{ daNcm} > M_{rd} \Rightarrow M_{nrd} = M_{rd}$

$M_{ed} / M_{nrd} = 0.89 < 1 \text{ Ok}$

sez. 13, dist. = 218,6 cm, Med = 759663,1 daNcm, Ned = 11017,0 daN, Ved = 6369,6 daN

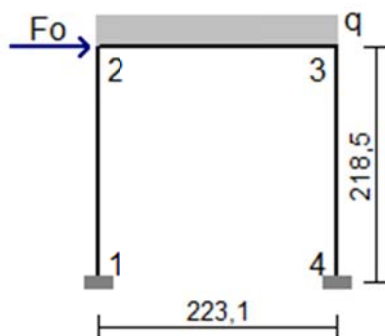
Instabilità a compressione:

$N_{cr} = \pi^2 E J / l_0^2 = 1089159.0 \text{ daN}$

$N_{ed} < 0.04 N_{cr} \Rightarrow \text{Verifica non richiesta}$

Nota (\*): non essendo possibile collegare le travi mediante calastrelli nel lato verso la muratura, le verifiche saranno eseguite su profili semplici dividendo le sollecitazioni per il numero delle sezioni presenti nel tratto.

Telaio B



$F_o = 24817.24 \text{ daN}$ ,  $q = G_k + \psi_2 Q_k = 59.97 \text{ daN/cm}$

Sollecitazioni telaio B



Sollecitazione di compressione per  $N > 0$

**Verifica sezioni in acciaio del tratto 1-2**

Tratto	sez.	dist.[cm]	M [daN cm]	N [daN]	V [daN]
1-2	1	0.0	-1480003.0	-3424.5	11296.8
	2	18.2	-1274260.0	-3437.4	11296.8
	3	36.4	-1068517.0	-3450.4	11296.8
	4	54.6	-862773.3	-3463.3	11296.8
	5	72.9	-657030.1	-3476.3	11296.8
	6	91.1	-451286.8	-3489.2	11296.8
	7	109.3	-245543.6	-3502.2	11296.8
	8	127.5	-39800.4	-3515.2	11296.8
	9	145.7	165942.7	-3528.1	11296.8
	10	163.9	371686.0	-3541.1	11296.8
	11	182.1	577429.2	-3554.0	11296.8
	12	200.3	783172.5	-3567.0	11296.8
	13	218.6	988915.6	-3579.9	11296.8

2 sez.*	B [cm]	H [cm]	Wx [cm <sup>3</sup> ]	Wpx [cm <sup>3</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	Av [cm <sup>2</sup> ]	tw [cm]	tf [cm]	r [cm]
HEA 180	18.0	17.1	293,6	324,9	45.3	14.5	0.60	0.95	1.50

Verifica delle sezioni con i risultati più gravosi del tratto 1-2

**Taglio:** sez. 1, dist. = 0,0 cm, Ved = 5648,4 daN

Taglio resistente:  $V_{crd} = A_v f_{yk} / (\gamma_{M0} \sqrt{3}) = 21955.81$  daN

$V_{ed} / V_{crd} = 0.257 < 1$  Ok

**Tenso-flessione:** sez. 1, dist. = 0,0 cm, Med = -740001,4 daNcm, Ned = -1712,2 daN, Ved = 5648,4 daN

Classificazione della sezione:

$\epsilon = \sqrt{(235 / f_{yk})} = 0.92$ ,  $\alpha = 0.5 (1 + (N / (c_w t_w f_{yk}))) = 0.46$ ,  $\psi = -1.08$

Ali in compressione:  $c_f / t_f = 7.58 < 9 \epsilon = 8.32$  (cl. 1)

Anima a presso-flessione:  $c_w / t_w = 20.33 < 36 \epsilon / \alpha = 72.75$  (cl. 1)

La sezione è di classe 1

Verifica di resistenza:

$N_{rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} = 118642.9$  daN

$n = N_{ed} / N_{rd} = -0.014$ ,  $a = (A - 2 B t_f) / A = 0.245$

$M_{rd} = W_{px} f_{yk} / \gamma_{M0} = 850928.6$  daNcm

$M_{nrd} = M_{rn} (1 - n) / (1 - 0.5 a) = 983732.7$  daNcm  $> M_{rd} \Rightarrow M_{nrd} = M_{rd}$

$M_{ed} / M_{nrd} = 0.87 < 1$  Ok

**Verifica sezioni in acciaio del tratto 2-3**

Tratto	sez.	dist.[cm]	M [daN cm]	N [daN]	V [daN]
2-3	1	0.0	988915.6	13520.4	-3579.9
	2	18.6	911872.0	13520.4	-4708.1

3	37.2	813854.4	13520.4	-5836.2
4	55.8	694862.7	13520.4	-6964.3
5	74.4	554896.9	13520.4	-8092.5
6	93.0	393957.1	13520.4	-9220.6
7	111.6	212043.3	13520.4	-10348.8
8	130.1	9155.5	13520.4	-11476.9
9	148.7	-214706.6	13520.4	-12605.1
10	167.3	-459542.7	13520.4	-13733.2
11	185.9	-725352.6	13520.4	-14861.3
12	204.5	-1012137.0	13520.4	-15989.5
13	223.1	-1319895.0	13520.4	-17117.6

2 sez.*	B [cm]	H [cm]	Wx [cm <sup>3</sup> ]	Wpx [cm <sup>3</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	Av [cm <sup>2</sup> ]	tw [cm]	tf [cm]	r [cm]
HEA 180	18.0	17.1	293,6	324,9	45.3	14.5	0.60	0.95	1.50

Verifica delle sezioni con i risultati più gravosi del tratto 2-3

**Taglio:** sez. 13, dist. = 223,1 cm, Ved = -8558,8 daN

Taglio resistente:  $V_{crd} = A_v f_{yk} / (\gamma_{M0} \sqrt{3}) = 21955.81$  daN

Ved / Vcrd = 0.390 < 1 Ok

**Presso-flessione:** sez. 13, dist. = 223,1 cm, Med = -659947,4 daNcm, Ned = 6760,2 daN, Ved = -8558,8 daN

Classificazione della sezione:

$\varepsilon = \sqrt{(235 / f_{yk})} = 0.92$ ,  $\alpha = 0.5 (1 + (N / (c_w t_w f_{yk}))) = 0.67$ ,  $\psi = -0.74$

Ali in compressione:  $c_f / t_f = 7.58 < 9 \varepsilon = 8.32$  (cl. 1)

Anima a presso-flessione:  $c_w / t_w = 20.33 < 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1) = 47.65$  (cl. 1)

La sezione è di classe 1

Verifica di resistenza:

$N_{rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} = 118642.9$  daN

$n = N_{ed} / N_{rd} = 0.057$ ,  $a = (A - 2 B t_f) / A = 0.245$

$M_{rd} = W_{px} f_{yk} / \gamma_{M0} = 850928.6$  daNcm

$M_{nrd} = M_{rn} (1 - n) / (1 - 0.5 a) = 914482.3$  daNcm >  $M_{rd} \Rightarrow M_{nrd} = M_{rd}$

Med / Mnrđ = 0.78 < 1 Ok

#### Verifica sezioni in acciaio del tratto 3-4

Tratto	sez.	dist.[cm]	M [daN cm]	N [daN]	V [daN]
3-4	1	0.0	-1319895.0	17117.6	13520.4
	2	18.2	-1073654.0	17130.6	13520.4
	3	36.4	-827413.3	17143.5	13520.4
	4	54.6	-581172.4	17156.5	13520.4
	5	72.9	-334931.6	17169.4	13520.4
	6	91.1	-88690.8	17182.4	13520.4
	7	109.3	157550.1	17195.3	13520.4
	8	127.5	403790.9	17208.3	13520.4
	9	145.7	650031.6	17221.3	13520.4
	10	163.9	896272.6	17234.2	13520.4
	11	182.1	1142513.0	17247.2	13520.4
	12	200.3	1388754.0	17260.1	13520.4
	13	218.6	1634995.0	17273.1	13520.4

2 sez.*	B [cm]	H [cm]	Wx [cm <sup>3</sup> ]	Wpx [cm <sup>3</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	Av [cm <sup>2</sup> ]	tw [cm]	tf [cm]	r [cm]
HEA 180	18.0	17.1	293,6	324,9	45.3	14.5	0.60	0.95	1.50

Verifica delle sezioni con i risultati più gravosi del tratto 3-4

**Taglio:** sez. 1, dist. = 0,0 cm, Ved = 6760,2 daN  
Taglio resistente:  $V_{crd} = A_v f_{yk} / (\gamma_{M0} \sqrt{3}) = 21955.81$  daN  
 $V_{ed} / V_{crd} = 0.308 < 1$  Ok

**Presso-flessione:** sez. 13, dist. = 218,6 cm, Med = 817497,5 daNcm, Ned = 8636,5 daN, Ved = 6760,2 daN  
Classificazione della sezione:

$$\varepsilon = \sqrt{(235 / f_{yk})} = 0.92, \quad \alpha = 0.5 (1 + (N / (c_w t_w f_{yk}))) = 0.71, \quad \psi = -0.68$$

Ali in compressione:  $c_f / t_f = 7.58 < 9 \varepsilon = 8.32$  (cl. 1)

Anima a presso-flessione:  $c_w / t_w = 20.33 < 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1) = 44.16$  (cl. 1)

La sezione è di classe 1

Verifica di resistenza:

$$N_{rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} = 118642.9 \text{ daN}$$

$$n = N_{ed} / N_{rd} = 0.073, \quad a = (A - 2 B t_f) / A = 0.245$$

$$M_{rd} = W_{px} f_{yk} / \gamma_{M0} = 850928.6 \text{ daNcm}$$

$$M_{nrd} = M_{rn} (1 - n) / (1 - 0.5 a) = 899146.1 \text{ daNcm} > M_{rd} \Rightarrow M_{nrd} = M_{rd}$$

$$M_{ed} / M_{nrd} = 0.96 < 1 \text{ Ok}$$

sez. 13, dist. = 218,6 cm, Med = 817497,5 daNcm, Ned = 8636,5 daN, Ved = 6760,2 daN

Instabilità a compressione:

$$N_{cr} = \pi^2 E J / l_0^2 = 1089159.0 \text{ daN}$$

$N_{ed} < 0.04 N_{cr} \Rightarrow$  Verifica non richiesta

Nota (\*): non essendo possibile collegare le travi mediante calastrelli nel lato verso la muratura, le verifiche saranno eseguite su profili semplici dividendo le sollecitazioni per il numero delle sezioni presenti nel tratto.

### Parete 3

#### Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Parametri muratura Tab.C8A.2.1 Circ.n.617/CSLLPP del 2/2/2009

$f_m$  - resistenza compressione [daN/cm<sup>2</sup>]: 24.00 (min.), 40.00 (max.)

$\tau_0$  - resistenza a taglio [daN/cm<sup>2</sup>]: 0.60 (min.), 0.92 (max.)

E - modulo elastico [daN/cm<sup>2</sup>]: 12000.0 (min.), 18000.0 (max.)

G - modulo el. tang. [daN/cm<sup>2</sup>]: 4000.0 (min.), 6000.0 (max.)

#### Valori di riferimento:

Essendo il livello di conoscenza LC1 (Limitata), come specificato dalla Tab. C8A.1.1 Circ.n.617, si utilizzano i valori medi per i moduli elastici e i valori minimi per la resistenza.

$f_m$  - resistenza compressione = 24.00 daN/cm<sup>2</sup>

$\tau_0$  - resistenza a taglio = 0.60 daN/cm<sup>2</sup>

E - modulo elastico = 15000.0 daN/cm<sup>2</sup>

G - modulo el. tang. = 5000.0 daN/cm<sup>2</sup>

$\mu$  = fattore duttilità = 1.50 (da valori sperimentali secondo gli studi di Turnsek e Cacovic)

$\gamma_m$  = peso specifico = 1800.0 daN/mc

#### Valori di progetto:

Fattore confidenza FC = 1.35 (C8A.1.A.4 Circ.n.617/2009)

Coef. parz. sic.  $\gamma_M = 2.00$  (4.5.6.1)

$f_m = 8.89$  daN/cm<sup>2</sup>

$\tau_0 = 0.22$  daN/cm<sup>2</sup>

Coef. rid. moduli elastici per fessurazione = 2.00

E = 7500 daN/cm<sup>2</sup>

G = 2500 daN/cm<sup>2</sup>



## Materiali dei telai

Acciaio	$f_{yk}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{tk}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	E [daN/cm <sup>2</sup> ]	G [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\gamma_a$ [kg/m <sup>3</sup> ]
S 275	2750.0	4300.0	2100000.0	807692.0	7850.0

## Sezioni in acciaio dei telai

Profilo	B [cm]	H [cm]	$W_x$ [cm <sup>3</sup> ]	$W_{px}$ [cm <sup>3</sup> ]	$W_y$ [cm <sup>3</sup> ]	$W_{py}$ [cm <sup>3</sup> ]	Area [cm <sup>2</sup> ]	Peso [kg/m]
HEA 160	16.0	15.2	220,1	245,1	76,9	117,6	38.8	30.47

## NORMATIVA DI RIFERIMENTO

1. D.M. 17 Gennaio 2018 e allegate 'Norme tecniche per le costruzioni'.
2. Circolare 02/02/2009 n. 617/CSLLPP Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008

## METODOLOGIA DI VERIFICA

L'apertura di un vano in una parete muraria accompagnata da opportuni rinforzi è previsto, come 'intervento locale', nella Circolare n. 617/CSLLPP del 2/2/2009 al punto C8.4.3.

Le verifiche possono essere eseguite limitandosi a valutazioni numeriche relative alla sola parete interessata dall'intervento solo a condizione che si dimostri che la rigidezza dell'elemento variato non cambi significativamente e che la resistenza non peggiori ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali. Una mutazione significativa della rigidezza delle pareti muterebbe il comportamento globale della struttura e pertanto non risulterebbe sufficiente la verifica locale.

La verifica risulta positiva quando la resistenza alle forze orizzontali  $V$  post-operam risultano maggiori o uguali a quelle ante-operam, con variazioni di rigidezza non sostanziali (+/- 15.00%).

Il calcolo di  $V$  viene svolto secondo i due seguenti criteri:

1 - criterio di rottura per fessurazione diagonale

Ritenendo valido lo schema di doppio incastro alle estremità, nel caso di muratura non armata in cui la rottura del pannello è di tipo fragile e caratterizzata da lesioni diagonali a 45° l'azione tagliante ultima è determinabile, come specificato nella Circolare n. 617/CSLLPP al punto C8.7.1.5, con la seguente relazione:

$$V_t = (L T f_{td} / b) (1 + \sigma_0 / f_{td})^{1/2}$$

dove i simboli hanno il seguente significato:

L = Lunghezza del pannello murario

T = Spessore del pannello murario

$f_{td}$  = Resistenza di calcolo a trazione per fessurazione diagonale della muratura =  $1,5 \tau_0$

$\sigma_0$  = Tensione normale media riferita all'area totale della base del setto

b = Coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere  $b = H / L$ , comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1, dove H è l'altezza del pannello

2 - criterio di rottura per pressoflessione

$$V_{pf} = (L^2 T \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0,85 f_d) / (H / 2)$$

dove  $f_d$  = Resistenza di calcolo a compressione della muratura

La rigidezza del singolo pannello murario K viene valutata con la seguente relazione:

$$K = (G E T L^3) / (G H^3 + 1,2 H E L^2)$$

dove i simboli hanno il seguente significato:

E = modulo di elasticità normale

$G$  = modulo di elasticità tangenziale

La rigidezza complessiva risulterà dalla sommatoria dei contributi dei singoli maschi murari che formano la parete.

La resistenza ultima a taglio verrà calcolate in base alla curva caratteristica del diagramma  $V-\delta$

### TELAIO DI CERCHIATURA DELLE APERTURE

Definendo:

$\Delta K = K_{sa} - K_{pr}$  (carenza di rigidezza della muratura a seguito dell'intervento)

il telaio, per poter sopperire a tale carenza dovrà avere una rigidezza  $K_t$  maggiore o uguale a  $\Delta K$

La rigidezza del telaio è data dalla sommatoria delle rigidzze dei singoli montanti costituenti la cerchiatura. Considerando come incastrata la base del telaio, la rigidezza per il singolo montante vale:

$$K_i = 12 E J / H^3$$

La rigidezza totale del telaio sarà:  $K_t = \sum K_i$

La resistenza a taglio del telaio sarà data dal contributo di tutti i montanti:

dato il momento ultimo di ogni montante =  $M_u = f_{yk} W / \gamma_{MO}$

considerando lo schema incastro-incastro:  $F_o = 2 M_u / H$

La resistenza complessiva del telaio sarà:  $V_t = \sum F_o$

### CARICHI

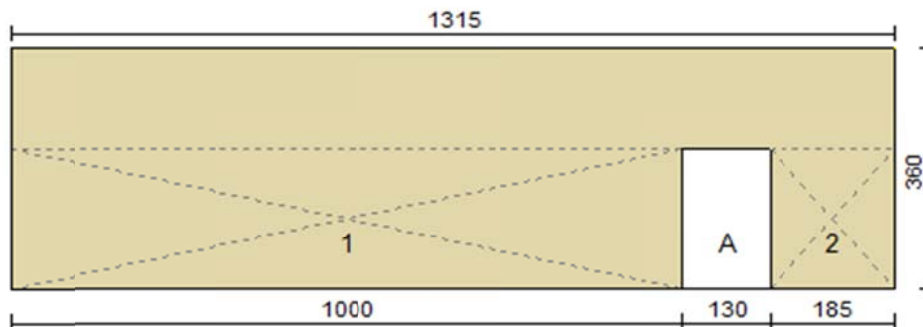
In sommità della parete sono applicati i seguenti carichi distribuiti:

Carico permanente  $G_k = 4590.0$  daN/m

Carico variabile  $Q_k = 665.0$  daN/m

Per la determinazione della tensione media verticale, verranno inoltre considerati i contributi dovuti al peso proprio di metà maschio murario e delle semifascie superiori gravanti sul maschio stesso.

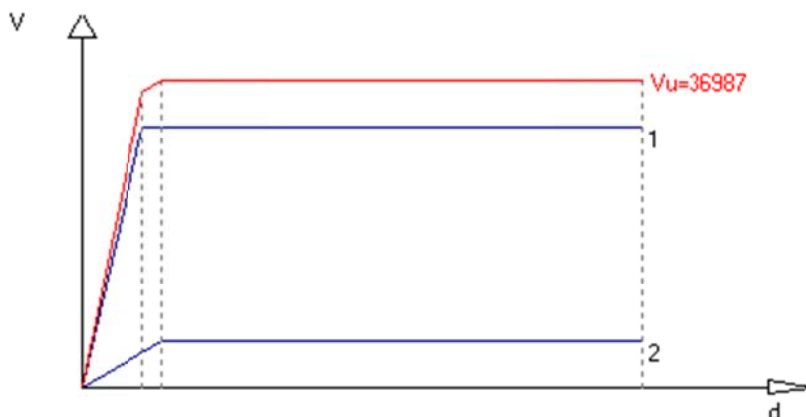
### Ante-operam



$T$  (sp. parete) = 35.00 cm

Maschio	Lungh.	H calc.	Coef. b	$\sigma_o$	$K_o$	$V_t$	$V_{pf}$	$V_u$	$\delta_e$	$\delta_u$
1	1000.0	210.0	1.00	2.076	343020.2	31363.0	250899.2	31363.0	0.091	0.840
2	185.0	210.0	1.14	2.583	47304.6	5623.9	9696.5	5623.9	0.119	0.840

Curva caratteristica ante-operam:

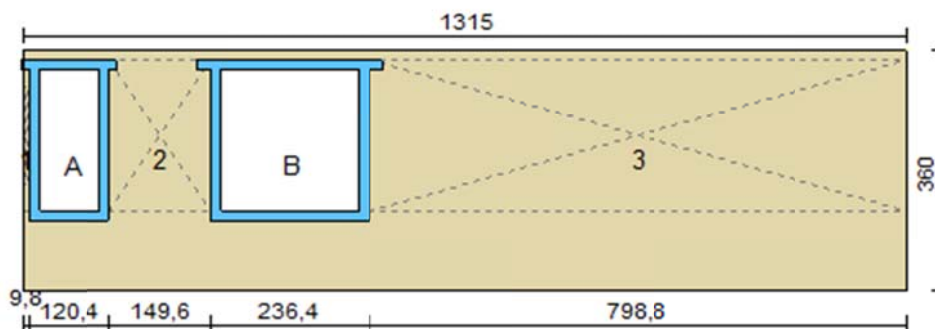


Rigidezza complessiva della parete:  $K_{sa} = 390324.8 \text{ daN/cm}$

Taglio ultimo della parete:  $V_{sa} = 36986.9 \text{ daN}$

Spostamento ultimo:  $\delta_u \text{ sa} = 0.840 \text{ cm}$

### Post-operam



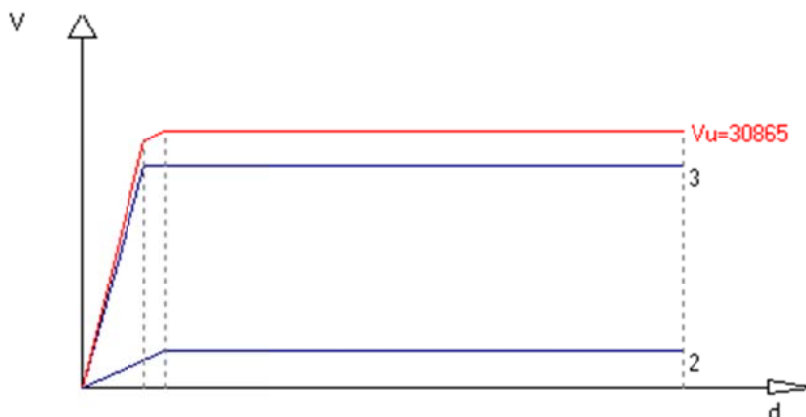
$T \text{ (sp. parete) } = 40.00 \text{ cm}$

Apertura	Stato	Montanti per lato	Architravi	Travi inf.
A	Cerchiata	2 HEA 160 (S 275)	2 HEA 160 (S 275)	2 HEA 160 (S 275)
B	Cerchiata	2 HEA 160 (S 275)	2 HEA 160 (S 275)	2 HEA 160 (S 275)

Maschio	Lungh.	Spess.	H calc.	Coef. b	$\sigma_0$	$K_0$	$V_t$	$V_{pf}$	$V_u$	$\delta_e$	$\delta_u$
1 (*)	9.8	40.00	225.2	1.50	9.777	24.6	479.7	0.0	0.0	0.000	1.351
2	149.6	40.00	225.2	1.50	3.142	33973.3	4293.5	7295.6	4293.5	0.126	0.901
3	798.8	40.00	225.2	1.00	1.741	289204.1	26571.7	151875.7	26571.7	0.092	0.901

I maschi (\*) hanno un valore  $\delta_e > 0.006 H$ , non verranno pertanto considerati resistenti ai fini delle verifiche

Curva caratteristica post-operam:



Rigidezza complessiva della parete:  $K_{pr} = 323177.3 \text{ daN/cm}$

Taglio ultimo della parete:  $V_{pr} = 30865.2 \text{ daN}$

Spostamento ultimo:  $\delta_{u\ pr} = 0.901 \text{ cm}$

### VERIFICA

Rigidezza e resistenza della muratura:

$\Delta K_{\text{mur}} = K_{pr} - K_{sa} = 323177 - 390325 = -67148 \text{ daN/cm}$  (riduzione rigidezza = -17.2%)

$\Delta V_{\text{mur}} = V_{pr} - V_{sa} = 30865 - 36987 = -6122 \text{ daN}$  (riduzione resistenza = -16.6%)

Rigidezza e resistenza dei telai:

Note:

$K = c E J / H_i^3$ , con:  $c = 3$  nel caso di telaio incernierato alla base,  $c = 12$  nel caso di incastro

$F_u = n (M_u / H_i)$  nel caso di telaio incernierato alla base,  $F_u = n (2 M_u / H_i)$  nel caso di incastro, con  $n =$  numero dei montanti del telaio.

Se  $\delta_e > \delta_u$ ,  $F_o$  sarà calcolato in relazione allo spostamento ultimo di progetto.  $F_o = K \delta_{u\ Pr}$

Telaio	c	$H_i$ [cm]	$K$ [daN/cm]	$M_u$ [daN cm]	$\delta_e$ [cm]	$F_u$ [daN]	$F_o$ [daN]
A	12	210.0	18209.5	2305810.0	1.21	21960.1	16403.1
B	12	210.0	18209.5	2305810.0	1.21	21960.1	16403.1

$K_t = \sum K = 36419 \text{ daN/cm}$

$V_t = \sum F_o = 32806 \text{ daN}$

Variazione di rigidezza e resistenza dopo l'intervento:

$\Delta K_{\text{tot}} = K_{pr} + K_t - K_{sa} = -30728 \text{ daN/cm}$

riduzione rigidezza = -7.9%; variazione percentuale di  $\Delta K_{\text{tot}}$  compresa entro il 15.0% (Ok)

$\Delta V_{\text{tot}} = V_{pr} + V_t - V_{sa} = 26685 \text{ daN}$

aumento resistenza = 72.1%;  $\Delta V_{\text{tot}} > 0$  (Ok)

### VERIFICA ARCHITRAVI IN ACCIAIO

La verifica si riferisce alla fase di montaggio nel momento in cui è già stata rimossa la muratura, ma le architravi non sono ancora collegate ai montanti.

Architrave apertura A: 2 HEA 160

$J_x = 3346.0 \text{ cm}^4$ ,  $W_x = 440.2 \text{ cm}^3$ ,  $A_{\text{taglio}} = 18.2 \text{ cm}^2$

Luce di calcolo  $L = 105.2 \text{ cm}$

P.P. architrave PPa = 0.609 daN/cm

P.P. fascia muratura PPM = 1.066 daN/cm  
 Carico permanente trasmesso dalla sovrastruttura Gk = 45.90 daN/cm  
 Carico variabile trasmesso dalla sovrastruttura Qk = 6.65 daN/cm

$$q_{SLU} = 1.3 (Gk + PPa + PPM) + 1.5 Qk = 71.82 \text{ daN/cm}$$

$$q_{SLE} = Gk + PPa + PPM + 0.0 Qk = 47.57 \text{ daN/cm}$$

$$M_{sd} = (q_{SLU} L^2) / 8 = 99357.7 \text{ daN cm} < Wx f_{yd} = 1152905.0 \text{ daN cm (Ok)}$$

$$V_{sd} = (q_{SLU} L) / 2 = 3777.9 \text{ daN}$$

$$1.5 V_{sd} / A_{\text{taglio}} = 310.7 \text{ daN} < f_{yd} / 3^{1/2} = 1512.1 \text{ daN (Ok)}$$

$$\text{Freccia} = (5/384) (q_{SLE} L^4) / (E Jx) = 0.0108 \text{ cm} < L/500 = 0.2104 \text{ cm (Ok)}$$

Architrave apertura B: 2 HEA 160  
 $Jx = 3346.0 \text{ cm}^4$ ,  $Wx = 440.2 \text{ cm}^3$ ,  $A_{\text{taglio}} = 18.2 \text{ cm}^2$   
 Luce di calcolo L = 221.2 cm  
 P.P. architrave PPa = 0.609 daN/cm  
 P.P. fascia muratura PPM = 1.066 daN/cm  
 Carico permanente trasmesso dalla sovrastruttura Gk = 45.90 daN/cm  
 Carico variabile trasmesso dalla sovrastruttura Qk = 6.65 daN/cm

$$q_{SLU} = 1.3 (Gk + PPa + PPM) + 1.5 Qk = 71.82 \text{ daN/cm}$$

$$q_{SLE} = Gk + PPa + PPM + 0.0 Qk = 47.57 \text{ daN/cm}$$

$$M_{sd} = (q_{SLU} L^2) / 8 = 439278.6 \text{ daN cm} < Wx f_{yd} = 1152905.0 \text{ daN cm (Ok)}$$

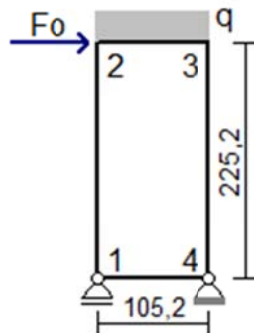
$$V_{sd} = (q_{SLU} L) / 2 = 7943.6 \text{ daN}$$

$$1.5 V_{sd} / A_{\text{taglio}} = 653.3 \text{ daN} < f_{yd} / 3^{1/2} = 1512.1 \text{ daN (Ok)}$$

$$\text{Freccia} = (5/384) (q_{SLE} L^4) / (E Jx) = 0.2111 \text{ cm} < L/500 = 0.4424 \text{ cm (Ok)}$$

### Verifiche dei telai.

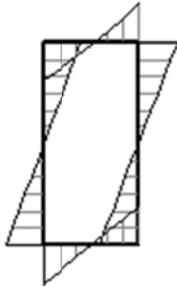
Telaio A



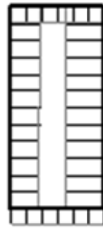
$$F_o = 16403.14 \text{ daN}, \quad q = Gk + \psi_2 Qk = 46.97 \text{ daN/cm}$$

Sollecitazioni telaio A

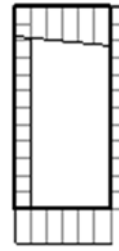
Momento flettente



Sforzo normale



Taglio



Sollecitazione di compressione per  $N > 0$

### Verifica sezioni in acciaio del tratto 1-2

Tratto	sez.	dist.[cm]	M [daN cm]	N [daN]	V [daN]
1-2	1	0.0	-929739.1	-14683.8	8086.6
	2	18.8	-777979.8	-14695.2	8086.6
	3	37.5	-626220.4	-14706.6	8086.6
	4	56.3	-474461.1	-14718.1	8086.6
	5	75.1	-322701.8	-14729.5	8086.6
	6	93.8	-170942.4	-14740.9	8086.6
	7	112.6	-19183.1	-14752.4	8086.6
	8	131.4	132576.2	-14763.8	8086.6
	9	150.1	284335.7	-14775.2	8086.6
	10	168.9	436094.9	-14786.7	8086.6
	11	187.7	587854.3	-14798.1	8086.6
	12	206.4	739613.7	-14809.5	8086.6
	13	225.2	891373.0	-14820.9	8086.6

2 sez.*	B [cm]	H [cm]	Wx [cm <sup>3</sup> ]	Wpx [cm <sup>3</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	Av [cm <sup>2</sup> ]	tw [cm]	tf [cm]	r [cm]
HEA 160	16.0	15.2	220,1	245,1	38.8	13.2	0.60	0.90	1.50

Verifica delle sezioni con i risultati più gravosi del tratto 1-2

**Taglio:** sez. 1, dist. = 0,0 cm, Ved = 4043,3 daN

Taglio resistente:  $V_{crd} = A_v f_{yk} / (\gamma_{M0} \sqrt{3}) = 20020.31$  daN

$V_{ed} / V_{crd} = 0.202 < 1$  Ok

**Tenso-flessione:** sez. 1, dist. = 0,0 cm, Med = -464869,6 daNcm, Ned = -7341,9 daN, Ved = 4043,3 daN

Classificazione della sezione:

$$\varepsilon = \sqrt{(235 / f_{yk})} = 0.92, \quad \alpha = 0.5 (1 + (N / (c_w t_w f_{yk}))) = 0.29, \quad \psi = -1.48$$

Ali in compressione:  $c_f / t_f = 6.89 < 9 \varepsilon = 8.32$  (cl. 1)

Anima a presso-flessione:  $c_w / t_w = 17.33 < 36 \varepsilon / \alpha = 116.33$  (cl. 1)

La sezione è di classe 1

Verifica di resistenza:

$$N_{rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} = 101619.0 \text{ daN}$$

$$n = N_{ed} / N_{rd} = -0.072, \quad a = (A - 2 B t_f) / A = 0.258$$

$$M_{rd} = W_{px} f_{yk} / \gamma_{M0} = 641928.6 \text{ daNcm}$$

$$M_{nrd} = M_{rn} (1 - n) / (1 - 0.5 a) = 790127.9 \text{ daNcm} > M_{rd} \Rightarrow M_{nrd} = M_{rd}$$

$$M_{ed} / M_{nrd} = 0.72 < 1 \text{ Ok}$$

### Verifica sezioni in acciaio del tratto 2-3

Tratto	sez.	dist.[cm]	M [daN cm]	N [daN]	V [daN]
2-3	1	0.0	891373.0	8316.5	-14820.9
	2	17.5	624199.8	8316.5	-15655.1
	3	35.1	342401.3	8316.5	-16489.2

4	52.6	45977.5	8316.5	-17323.4
5	70.1	-265071.7	8316.5	-18157.5
6	87.7	-590746.1	8316.5	-18991.7
7	105.2	-931045.9	8316.5	-19825.8

2 sez.*	B [cm]	H [cm]	Wx [cm <sup>3</sup> ]	Wpx [cm <sup>3</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	Av [cm <sup>2</sup> ]	tw [cm]	tf [cm]	r [cm]
HEA 160	16.0	15.2	220,1	245,1	38.8	13.2	0.60	0.90	1.50

Verifica delle sezioni con i risultati più gravosi del tratto 2-3

**Taglio:** sez. 7, dist. = 105,2 cm, Ved = -9912,9 daN

Taglio resistente:  $V_{crd} = A_v f_{yk} / (\gamma_{M0} \sqrt{3}) = 20020.31$  daN

Ved / Vcrd = 0.495 < 1 Ok

**Presso-flessione:** sez. 7, dist. = 105,2 cm, Med = -465523,0 daNcm, Ned = 4158,2 daN, Ved = -9912,9 daN

Classificazione della sezione:

$\varepsilon = \sqrt{(235 / f_{yk})} = 0.92$ ,  $\alpha = 0.5 (1 + (N / (c_w t_w f_{yk}))) = 0.62$ ,  $\psi = -0.80$

Ali in compressione:  $c_f / t_f = 6.89 < 9$   $\varepsilon = 8.32$  (cl. 1)

Anima a presso-flessione:  $c_w / t_w = 17.33 < 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1) = 51.74$  (cl. 1)

La sezione è di classe 1

Verifica di resistenza:

$N_{rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} = 101619.0$  daN

$n = N_{ed} / N_{rd} = 0.041$ ,  $a = (A - 2 B t_f) / A = 0.258$

$M_{rd} = W_{px} f_{yk} / \gamma_{M0} = 641928.6$  daNcm

$M_{nrd} = M_{rn} (1 - n) / (1 - 0.5 a) = 706735.0$  daNcm >  $M_{rd} \Rightarrow M_{nrd} = M_{rd}$

Med / Mnrđ = 0.73 < 1 Ok

sez. 1, dist. = 0,0 cm, Med = 445686,5 daNcm, Ned = 4158,2 daN, Ved = -7410,5 daN

Instabilità a compressione:

$N_{cr} = \pi^2 E J / l_0^2 = 3133167.0$  daN

Ned < 0.04 Ncr => Verifica non richiesta

#### Verifica sezioni in acciaio del tratto 3-4

Tratto	sez.	dist.[cm]	M [daN cm]	N [daN]	V [daN]
3-4	1	0.0	-931045.9	19825.8	8316.5
	2	18.8	-774972.9	19837.2	8316.5
	3	37.5	-618900.0	19848.7	8316.5
	4	56.3	-462827.1	19860.1	8316.5
	5	75.1	-306754.1	19871.5	8316.5
	6	93.8	-150681.2	19883.0	8316.5
	7	112.6	5391.8	19894.4	8316.5
	8	131.4	161464.7	19905.8	8316.5
	9	150.1	317537.7	19917.3	8316.5
	10	168.9	473610.6	19928.7	8316.5
	11	187.7	629683.5	19940.1	8316.5
	12	206.4	785756.6	19951.6	8316.5
	13	225.2	941829.4	19963.0	8316.5

2 sez.*	B [cm]	H [cm]	Wx [cm <sup>3</sup> ]	Wpx [cm <sup>3</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	Av [cm <sup>2</sup> ]	tw [cm]	tf [cm]	r [cm]
HEA 160	16.0	15.2	220,1	245,1	38.8	13.2	0.60	0.90	1.50

Verifica delle sezioni con i risultati più gravosi del tratto 3-4

**Taglio:** sez. 1, dist. = 0,0 cm, Ved = 4158,2 daN

Taglio resistente:  $V_{crd} = A_v f_{yk} / (\gamma_{M0} \sqrt{3}) = 20020.31$  daN

Ved / Vcrd = 0.208 < 1 Ok

**Presso-flessione:** sez. 13, dist. = 225,2 cm, Med = 470914,7 daNcm, Ned = 9981,5 daN, Ved = 4158,2 daN  
 Classificazione della sezione:

$$\varepsilon = \sqrt{(235 / f_{yk})} = 0.92, \quad \alpha = 0.5 (1 + (N / (cw \ tw \ f_{yk}))) = 0.79, \quad \psi = -0.58$$

Ali in compressione:  $cf / tf = 6.89 < 9 \ \varepsilon = 8.32$  (cl. 1)

Anima a presso-flessione:  $cw / tw = 17.33 < 396 \ \varepsilon / (13 \ \alpha - 1) = 39.44$  (cl. 1)

La sezione è di classe 1

Verifica di resistenza:

$$Nrd = A \ f_{yk} / \gamma_{M0} = 101619.0 \text{ daN}$$

$$n = Ned / Nrd = 0.098, \quad a = (A - 2 \ B \ tf) / A = 0.258$$

$$Mrd = Wpx \ f_{yk} / \gamma_{M0} = 641928.6 \text{ daNcm}$$

$$Mnrd = Mrn (1 - n) / (1 - 0.5 \ a) = 664507.9 \text{ daNcm} > Mrd \Rightarrow Mnrd = Mrd$$

$$Med / Mnrd = 0.73 < 1 \text{ Ok}$$

sez. 13, dist. = 225,2 cm, Med = 470914,7 daNcm, Ned = 9981,5 daN, Ved = 4158,2 daN

Instabilità a compressione:

$$Ncr = \pi^2 \ E \ J / lo^2 = 683719.8 \text{ daN}$$

Ned < 0.04 Ncr => Verifica non richiesta

#### Verifica sezioni in acciaio del tratto 4-1

Tratto	sez.	dist.[cm]	M [daN cm]	N [daN]	V [daN]
4-1	1	0.0	929739.1	8086.6	-17758.5
	2	17.5	618279.2	8086.6	-17769.2
	3	35.1	306632.0	8086.6	-17779.9
	4	52.6	-5202.5	8086.6	-17790.6
	5	70.1	-317224.2	8086.6	-17801.3
	6	87.7	-629433.2	8086.6	-17811.9
	7	105.2	-941829.4	8086.6	-17822.6

2 sez.*	B [cm]	H [cm]	Wx [cm³]	Wpx [cm³]	A [cm²]	Av [cm²]	tw [cm]	tf [cm]	r [cm]
HEA 160	16.0	15.2	220,1	245,1	38.8	13.2	0.60	0.90	1.50

Verifica delle sezioni con i risultati più gravosi del tratto 4-1

**Taglio:** sez. 7, dist. = 105,2 cm, Ved = -8911,3 daN

$$\text{Taglio resistente: } Vcrd = Av \ f_{yk} / (\gamma_{M0} \ \sqrt{3}) = 20020.31 \text{ daN}$$

Ved / Vcrd = 0.445 < 1 Ok

**Presso-flessione:** sez. 7, dist. = 105,2 cm, Med = -470914,7 daNcm, Ned = 4043,3 daN, Ved = -8911,3 daN

Classificazione della sezione:

$$\varepsilon = \sqrt{(235 / f_{yk})} = 0.92, \quad \alpha = 0.5 (1 + (N / (cw \ tw \ f_{yk}))) = 0.62, \quad \psi = -0.81$$

Ali in compressione:  $cf / tf = 6.89 < 9 \ \varepsilon = 8.32$  (cl. 1)

Anima a presso-flessione:  $cw / tw = 17.33 < 396 \ \varepsilon / (13 \ \alpha - 1) = 52.06$  (cl. 1)

La sezione è di classe 1

Verifica di resistenza:

$$Nrd = A \ f_{yk} / \gamma_{M0} = 101619.0 \text{ daN}$$

$$n = Ned / Nrd = 0.040, \quad a = (A - 2 \ B \ tf) / A = 0.258$$

$$Mrd = Wpx \ f_{yk} / \gamma_{M0} = 641928.6 \text{ daNcm}$$

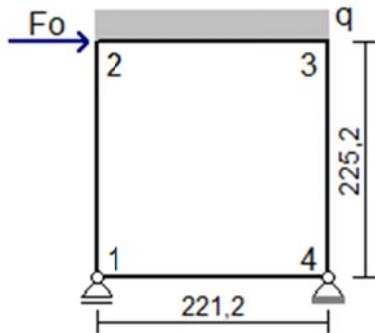
$$Mnrd = Mrn (1 - n) / (1 - 0.5 \ a) = 707568.4 \text{ daNcm} > Mrd \Rightarrow Mnrd = Mrd$$

$$Med / Mnrd = 0.73 < 1 \text{ Ok}$$

Nota (\*): non essendo possibile collegare le travi mediante calastrelli nel lato verso la muratura, le verifiche saranno eseguite su profili semplici dividendo le sollecitazioni per il numero delle sezioni presenti nel tratto.

Telaio B





$F_o = 16403.14 \text{ daN}$ ,  $q = G_k + \psi_2 Q_k = 46.97 \text{ daN/cm}$

Sollecitazioni telaio B



Sollecitazione di compressione per  $N > 0$

**Verifica sezioni in acciaio del tratto 1-2**

Tratto	sez.	dist.[cm]	M [daN cm]	N [daN]	V [daN]
1-2	1	0.0	-900230.7	-2928.8	7551.9
	2	18.8	-758507.6	-2940.2	7551.9
	3	37.5	-616784.4	-2951.7	7551.9
	4	56.3	-475061.3	-2963.1	7551.9
	5	75.1	-333338.1	-2974.5	7551.9
	6	93.8	-191615.0	-2986.0	7551.9
	7	112.6	-49891.9	-2997.4	7551.9
	8	131.4	91831.2	-3008.8	7551.9
	9	150.1	233554.4	-3020.3	7551.9
	10	168.9	375277.5	-3031.7	7551.9
	11	187.7	517000.6	-3043.1	7551.9
	12	206.4	658723.8	-3054.6	7551.9
	13	225.2	800446.9	-3066.0	7551.9

2 sez.*	B [cm]	H [cm]	$W_x$ [cm <sup>3</sup> ]	$W_{px}$ [cm <sup>3</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	$A_v$ [cm <sup>2</sup> ]	tw [cm]	tf [cm]	r [cm]
HEA 160	16.0	15.2	220,1	245,1	38.8	13.2	0.60	0.90	1.50

Verifica delle sezioni con i risultati più gravosi del tratto 1-2

**Taglio:** sez. 1, dist. = 0,0 cm,  $V_{ed} = 3775,9 \text{ daN}$

Taglio resistente:  $V_{crd} = A_v f_{yk} / (\gamma_{M0} \sqrt{3}) = 20020.31 \text{ daN}$

$V_{ed} / V_{crd} = 0.189 < 1$  Ok

**Tenso-flessione:** sez. 1, dist. = 0,0 cm,  $M_{ed} = -450115,3 \text{ daNcm}$ ,  $N_{ed} = -1464,4 \text{ daN}$ ,  $V_{ed} = 3775,9 \text{ daN}$

Classificazione della sezione:

$\epsilon = \sqrt{235 / f_{yk}} = 0.92$ ,  $\alpha = 0.5 (1 + (N / (c_w t_w f_{yk}))) = 0.46$ ,  $\psi = -1.08$

Ali in compressione:  $cf / tf = 6.89 < 9 \varepsilon = 8.32$  (cl. 1)

Anima a presso-flessione:  $cw / tw = 17.33 < 36 \varepsilon / \alpha = 72.77$  (cl. 1)

La sezione è di classe 1

Verifica di resistenza:

$Nrd = A f_{yk} / \gamma_{M0} = 101619.0$  daN

$n = Ned / Nrd = -0.014$ ,  $a = (A - 2 B tf) / A = 0.258$

$Mrd = Wpx f_{yk} / \gamma_{M0} = 641928.6$  daNcm

$Mnrd = Mrn (1 - n) / (1 - 0.5 a) = 747507.6$  daNcm  $> Mrd \Rightarrow Mnrd = Mrd$

$Med / Mnrd = 0.70 < 1$  Ok

### Verifica sezioni in acciaio del tratto 2-3

Tratto	sez.	dist.[cm]	M [daN cm]	N [daN]	V [daN]
2-3	1	0.0	800446.9	8851.3	-3066.0
	2	18.4	735847.7	8851.3	-3943.0
	3	36.9	655083.2	8851.3	-4819.9
	4	55.3	558153.3	8851.3	-5696.9
	5	73.7	445058.1	8851.3	-6573.8
	6	92.2	315797.6	8851.3	-7450.8
	7	110.6	170371.7	8851.3	-8327.8
	8	129.0	8780.6	8851.3	-9204.7
	9	147.5	-168975.9	8851.3	-10081.7
	10	165.9	-362897.7	8851.3	-10958.7
	11	184.3	-572984.8	8851.3	-11835.6
	12	202.8	-799237.3	8851.3	-12712.6
	13	221.2	-1041655.0	8851.3	-13589.5

2 sez.*	B [cm]	H [cm]	Wx [cm <sup>3</sup> ]	Wpx [cm <sup>3</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	Av [cm <sup>2</sup> ]	tw [cm]	tf [cm]	r [cm]
HEA 160	16.0	15.2	220,1	245,1	38.8	13.2	0.60	0.90	1.50

Verifica delle sezioni con i risultati più gravosi del tratto 2-3

**Taglio:** sez. 13, dist. = 221,2 cm,  $Ved = -6794,8$  daN

Taglio resistente:  $Vcrd = Av f_{yk} / (\gamma_{M0} \sqrt{3}) = 20020.31$  daN

$Ved / Vcrd = 0.339 < 1$  Ok

**Presso-flessione:** sez. 13, dist. = 221,2 cm,  $Med = -520827,5$  daNcm,  $Ned = 4425,6$  daN,  $Ved = -6794,8$  daN

Classificazione della sezione:

$\varepsilon = \sqrt{(235 / f_{yk})} = 0.92$ ,  $\alpha = 0.5 (1 + (N / (cw tw f_{yk}))) = 0.63$ ,  $\psi = -0.79$

Ali in compressione:  $cf / tf = 6.89 < 9 \varepsilon = 8.32$  (cl. 1)

Anima a presso-flessione:  $cw / tw = 17.33 < 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1) = 51.01$  (cl. 1)

La sezione è di classe 1

Verifica di resistenza:

$Nrd = A f_{yk} / \gamma_{M0} = 101619.0$  daN

$n = Ned / Nrd = 0.044$ ,  $a = (A - 2 B tf) / A = 0.258$

$Mrd = Wpx f_{yk} / \gamma_{M0} = 641928.6$  daNcm

$Mnrd = Mrn (1 - n) / (1 - 0.5 a) = 704796.0$  daNcm  $> Mrd \Rightarrow Mnrd = Mrd$

$Med / Mnrd = 0.81 < 1$  Ok

sez. 1, dist. = 0,0 cm,  $Med = 400223,5$  daNcm,  $Ned = 4425,6$  daN,  $Ved = -1533,0$  daN

Instabilità a compressione:

$Ncr = \pi^2 E J / lo^2 = 708671.1$  daN

$Ned < 0.04 Ncr \Rightarrow$  Verifica non richiesta

### Verifica sezioni in acciaio del tratto 3-4

Tratto	sez.	dist.[cm]	M [daN cm]	N [daN]	V [daN]
3-4	1	0.0	-1041655.0	13589.5	8851.3
	2	18.8	-875545.9	13601.0	8851.3
	3	37.5	-709436.8	13612.4	8851.3
	4	56.3	-543327.6	13623.8	8851.3
	5	75.1	-377218.4	13635.3	8851.3
	6	93.8	-211109.3	13646.7	8851.3
	7	112.6	-45000.2	13658.1	8851.3
	8	131.4	121108.9	13669.6	8851.3
	9	150.1	287218.2	13681.0	8851.3
	10	168.9	453327.3	13692.4	8851.3
	11	187.7	619436.4	13703.9	8851.3
	12	206.4	785545.6	13715.3	8851.3
	13	225.2	951654.8	13726.7	8851.3

2 sez.*	B [cm]	H [cm]	Wx [cm <sup>3</sup> ]	Wpx [cm <sup>3</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	Av [cm <sup>2</sup> ]	tw [cm]	tf [cm]	r [cm]
HEA 160	16.0	15.2	220,1	245,1	38.8	13.2	0.60	0.90	1.50

Verifica delle sezioni con i risultati più gravosi del tratto 3-4

**Taglio:** sez. 1, dist. = 0,0 cm, Ved = 4425,6 daN

Taglio resistente:  $V_{crd} = A_v f_{yk} / (\gamma_{M0} \sqrt{3}) = 20020.31$  daN

$V_{ed} / V_{crd} = 0.221 < 1$  Ok

**Presso-flessione:** sez. 1, dist. = 0,0 cm, Med = -520827,5 daNcm, Ned = 6794,8 daN, Ved = 4425,6 daN

Classificazione della sezione:

$\varepsilon = \sqrt{(235 / f_{yk})} = 0.92$ ,  $\alpha = 0.5 (1 + (N / (c_w t_w f_{yk}))) = 0.70$ ,  $\psi = -0.69$

Ali in compressione:  $c_f / t_f = 6.89 < 9 \varepsilon = 8.32$  (cl. 1)

Anima a presso-flessione:  $c_w / t_w = 17.33 < 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1) = 45.34$  (cl. 1)

La sezione è di classe 1

Verifica di resistenza:

$N_{rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} = 101619.0$  daN

$n = N_{ed} / N_{rd} = 0.067$ ,  $a = (A - 2 B t_f) / A = 0.258$

$M_{rd} = W_{px} f_{yk} / \gamma_{M0} = 641928.6$  daNcm

$M_{nrd} = M_{rn} (1 - n) / (1 - 0.5 a) = 687616.4$  daNcm  $> M_{rd} \Rightarrow M_{nrd} = M_{rd}$

$M_{ed} / M_{nrd} = 0.81 < 1$  Ok

#### Verifica sezioni in acciaio del tratto 4-1

Tratto	sez.	dist.[cm]	M [daN cm]	N [daN]	V [daN]
4-1	1	0.0	900230.7	7551.9	-8304.6
	2	18.4	747045.3	7551.9	-8315.9
	3	36.9	593653.0	7551.9	-8327.1
	4	55.3	440053.6	7551.9	-8338.3
	5	73.7	286247.3	7551.9	-8349.5
	6	92.2	132234.0	7551.9	-8360.8
	7	110.6	-21986.3	7551.9	-8372.0
	8	129.0	-176413.5	7551.9	-8383.2
	9	147.5	-331047.8	7551.9	-8394.5
	10	165.9	-485889.1	7551.9	-8405.7
	11	184.3	-640937.3	7551.9	-8416.9
	12	202.8	-796192.6	7551.9	-8428.1
	13	221.2	-951654.8	7551.9	-8439.4

2 sez.*	B [cm]	H [cm]	Wx [cm <sup>3</sup> ]	Wpx [cm <sup>3</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	Av [cm <sup>2</sup> ]	tw [cm]	tf [cm]	r [cm]
HEA 160	16.0	15.2	220,1	245,1	38.8	13.2	0.60	0.90	1.50

Verifica delle sezioni con i risultati più gravosi del tratto 4-1

**Taglio:** sez. 13, dist. = 221,2 cm, Ved = -4219,7 daN

Taglio resistente:  $V_{crd} = A_v f_{yk} / (\gamma_{M0} \sqrt{3}) = 20020.31$  daN

$V_{ed} / V_{crd} = 0.211 < 1$  Ok

**Presso-flessione:** sez. 13, dist. = 221,2 cm, Med = -475827,4 daNcm, Ned = 3775,9 daN, Ved = -4219,7 daN

Classificazione della sezione:

$\varepsilon = \sqrt{(235 / f_{yk})} = 0.92$ ,  $\alpha = 0.5 (1 + (N / (c_w t_w f_{yk}))) = 0.61$ ,  $\psi = -0.82$

Ali in compressione:  $c_f / t_f = 6.89 < 9 \varepsilon = 8.32$  (cl. 1)

Anima a presso-flessione:  $c_w / t_w = 17.33 < 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1) = 52.82$  (cl. 1)

La sezione è di classe 1

Verifica di resistenza:

$N_{rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} = 101619.0$  daN

$n = N_{ed} / N_{rd} = 0.037$ ,  $a = (A - 2 B t_f) / A = 0.258$

$M_{rd} = W_{px} f_{yk} / \gamma_{M0} = 641928.6$  daNcm

$M_{nrd} = M_{rn} (1 - n) / (1 - 0.5 a) = 709507.4$  daNcm  $> M_{rd} \Rightarrow M_{nrd} = M_{rd}$

$Med / M_{nrd} = 0.74 < 1$  Ok

Nota (\*): non essendo possibile collegare le travi mediante calastrelli nel lato verso la muratura, le verifiche saranno eseguite su profili semplici dividendo le sollecitazioni per il numero delle sezioni presenti nel tratto.

### 3. DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI IN C.A.

#### 3.1 Struttura in elevazione

##### 3.1.1 Soletta in c.a.

Si riportano di seguito le verifiche eseguite per il dimensionamento della soletta di raccordo tra i due pianerottoli esistenti. Per i dettagli esecutivi si rimanda agli elaborati grafici allegati alla presente relazione di calcolo.

Dimensioni m 1,25x2,10 L

Spessore 15 cm

Analisi dei carichi:

Peso proprio:  $3,75 \text{ kN/mq} \times 1,25\text{m} = 4,69 \text{ kN/m}$

Sottofondo+pavimentazione gres:  $0,6 \text{ kN/mqx}1,25\text{m} = 0,75 \text{ kN/m}$

Totale carichi permanenti: 5,44 kN/m

Carichi accidentali:  $5 \text{ kN/mqx}1,25 = 6,25 \text{ kN/m}$

Carico di progetto:  $1,3 \times 5,44 + 1,5 \times 6,25 = 16,45 \text{ kN/m}$

Momento flettente di progetto Med:  $16,45 \times 2,1^2 / 8 = 9,06 \text{ kNm}$

Armature: 6+6  $\phi 8$  (passo 25 cm)

Verifica C.A. S.L.U. - File: - □ ×

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

Titolo : Soletta raccordo scala Ariosto piano primo

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	125	15	1	3,02	2,1
			2	3,02	12,9

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

Sollecitazioni: S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 9,06 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

Materiali: B450C C25/30  
 $\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  14,17  
 $E_p/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9,75  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0,6  
 $\tau_{c1}$  1,829

M<sub>xRd</sub> 15,89 kN m  
 $\sigma_c$  -14,17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  27,36 ‰  
d 12,9 cm  
x 1,463 x/d 0,1134  
 $\delta$  0,7

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>o</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Sezione verificata

Per la verifica degli ancoraggi delle barre ai pianerottoli esistenti si rimanda al report di calcolo allegato in appendice.

## 4. VERIFICA DELLA RESISTENZA AL FUOCO

### 4.1 Soletta Hi Bond sottotetto

Si esegue la verifica secondo EN 1994 1-2: 2005 All. D.

La lamiera grecata è di tipo collaborante A55-P600 (Metecno), si assume lo spessore minimo commerciale (0,7 mm) e si trascura la presenza della vernice intumescente.

Lo spessore complessivo della soletta è 90 mm (spessore efficace medio 62 mm); sulla soletta è presente uno spessore di calcestruzzo alleggerito (densità 600 kg/mc) pari a 130 mm. Sono pertanto soddisfatte le condizioni della tabella D.5.2 del DM 16/02/2007 per la classe EI 90.

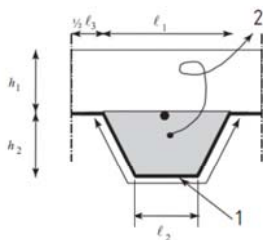
Per quanto riguarda il requisito R si determina direttamente la resistenza in condizioni d'incendio.

Le temperature della flangia superiore, dell'anima e della flangia inferiore sono date dalla formula D.4:

$$\theta_a = b_0 + b_1 \cdot \frac{l}{\ell_3} + b_2 \cdot \frac{A}{L_r} + b_3 \cdot \Phi + b_4 \cdot \Phi^2$$

I fattori  $b_i$  sono dati dalla tabella D.2 per ciascuna delle suddette parti in base all'esposizione prescelta:

Concrete	Fire resistance [min]	Part of the steel sheet	$b_0$ [°C]	$b_1$ [°C]. mm	$b_2$ [°C]. mm	$b_3$ [°C]	$b_4$ [°C]
Normal weight concrete	60	Lower flange	951	-1197	-2,32	86,4	-150,7
		Web	661	-833	-2,96	537,7	-351,9
		Upper flange	340	-3269	-2,62	1148,4	-679,8
	90	Lower flange	1018	-839	-1,55	65,1	-108,1
		Web	816	-959	-2,21	464,9	-340,2
		Upper flange	618	-2786	-1,79	767,9	-472,0
	120	Lower flange	1063	-679	-1,13	46,7	-82,8
		Web	925	-949	-1,82	344,2	-267,4
		Upper flange	770	-2460	-1,67	592,6	-379,0



Key

1 - Exposed surface:  $L_r$

2 - Area:  $A$

$$\Phi = \left( \sqrt{h_2^2 + \left( l_3 + \frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} - \sqrt{h_2^2 + \left( \frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} \right) / l_3$$

nel nostro caso si ha  $\Phi = 0,438$

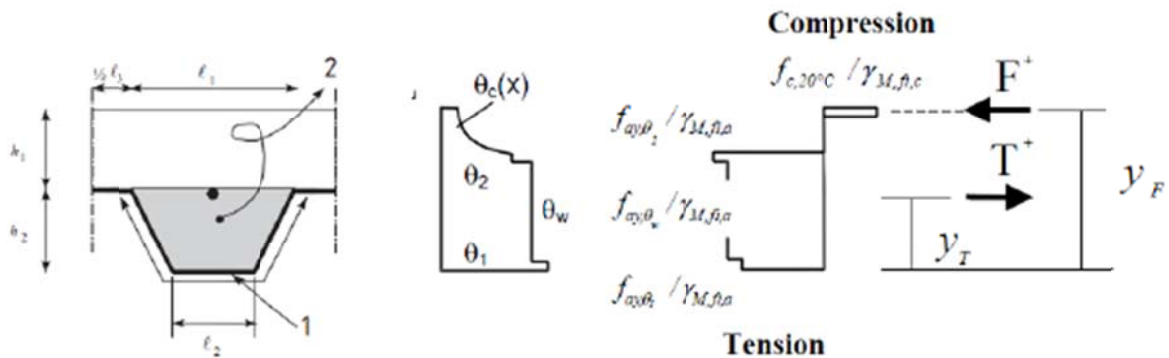
Si determinano quindi le temperature, e le rispettive tensioni di snervamento a caldo (a freddo è  $f_y = 280 \text{ N/mm}^2$ ):

Flangia inferiore  $875^\circ\text{C} - 20,3 \text{ N/mm}^2$

Anima  $789^\circ\text{C} - 34 \text{ N/mm}^2$

Flangia superiore  $762^\circ\text{C} - 43 \text{ N/mm}^2$

La posizione dell'asse neutro si determina con l'equazione di equilibrio alla traslazione secondo lo schema sotto riportato:



Nel nostro caso si trova  $x=1,85$  mm e  $F=T= 5562$  N  
 Mentre mediante l'equilibrio alla rotazione si determina il momento resistente positivo in mezzeria  $M_{ri,m}=340.378$  Nmm (2.269.185 Nmm/ml).  
 Pertanto il momento flettente massimo in mezzeria in condizioni d'incendio è pari a :  $M_{di,m}= 105 \times 4,05^2 / 8 = 215,28$  kgm = 2.111.924 Nmm/ml <  $M_{ri,m}$  pertanto il solaio è in possesso del requisito R60.

Il requisito di integrità E è soddisfatto automaticamente se la soletta è stata progettata conformemente alle indicazioni dell'Eurocodice 4 parte 1-1

Per quanto riguarda il requisito di isolamento termico I si calcola direttamente il tempo di resistenza al fuoco con la formula semplificata dell'appendice D dell'EN 1994-1-2

$$t_i = a_0 + a_1 h_1 + a_2 \phi + a_3 A / L r + a_4 / l_3 + a_5^* A / L r l_3 = 67'$$

Pertanto si conferma per la soletta in questione il requisito REI 60

## 4.2 Solaio sala Verdi

Sala Verdi - analisi solaio campo A-A' L 6,46 m					Connettori T60 con 4 cm di altezza						
Perman. 1 <sup>a</sup> fase					M <sub>max</sub> (Kgcm)	sigmas,inf	sigmac,sup	Scorr. Kg	Aconn.cm <sup>2</sup>	N. conn.	tau max
a	b	g	p								
peso proprio NP240=	1	1	36,2	36,2	Kg/m				Mi kNm=	34,16	R90'
pignatte cm 14=	0,14	0,82	800	91,84							
scorie cm 10=	0,1	0,82	1100	90,2							
cls cm 2=	0,02	0,82	2500	41							
cls rifianco=	0,205	0,1	2500	51,25							
soletta cls.all.cm5=	0,05	0,82	1600	65,6							
totale carico 1 <sup>a</sup> fase				<b>376,09</b>	Kg/m	196185,47	554,20	0			
Perman. 2 <sup>a</sup> fase											
pavimentaz.graniglia											
2 cm incollata	0,82	1	40	<b>32,8</b>	Kg/m	17109,96	39,49	1,34	274,7		
Accident. 2 <sup>a</sup> fase											
	0,82	1	300	<b>246</b>	Kg/m	128324,67	493,9	16,74	3431,7		
Accident.2 <sup>a</sup> fase concentrato											
				<b>400</b>	Kg	64600,00					
tensioni totali kg/cmq						<b>1087,59</b>	<b>18,08</b>	<b>6021,00</b>	<b>83,05</b>	<b>6,92</b>	<b>117,52</b>

Analisi della resistenza al fuoco della sezione - UNI EN 1993-1-2

Sezione NON protetta

Am / V: 187,019 [1/m] 0,722

Temperatura raggiunta: 1003,055 [C]

Capacità residua %: 3

Sezione protetta [come da criterio, valori qui riportati per esempio]

Calore specifico protettivo: 1000,0 [J/kg.K]

Conducibilità protettivo: 0,6 [W/m.K]

Densità protettivo: 1900,0 [kg/m3]

Spessore protettivo: 3,5 [cm]

Am / V: 187,019 [1/m] 0,722

Temperatura raggiunta [con protezione di default]: 719,605 [C]

Capacità residua %: 20

Esposizione: 90 minuti

Verifiche da cap. 4.2.3

valore k1: 1,0

OK

Esci

Titolo progetto: gg'

Tipo di profilo: IPN 240

Tipo di soletta: Piena

Materiali: S235 Fe360

Dati soletta: h: 50 mm, b: 620 mm, A<sub>w</sub>: 0 mm<sup>2</sup>, A<sub>cl</sub>: 0 mm<sup>2</sup>, h<sub>cl</sub>: 0 mm

Dati Profilo: b1: 106 mm, b2: 106 mm, H1: 131 mm, H2: 131 mm, h: 240 mm, tw: 8,7 mm, r1: 8,7 mm, r2: 5,2 mm, r: 0 mm

Metodo di calcolo: Metodo n. M+, Metodo n. M-

SLU: M<sub>Ed,LRd</sub>: 34,31 kNm, V<sub>Ed</sub>: 19,36 kN, M<sub>Ed,LRd</sub>: 19,36 kNm, F<sub>Ed</sub>: 23,31 mm

Plotta in Form

Progetto Connessione



Sala Verdi - analisi solaio campo B-B" I					3,95 m						
Perman. 1 <sup>a</sup> fase					$M_{max}$ (Kgcm)	sigmas,inf	sigmac,sup	Scorr. Kg	Mi kNm=	9,66 R90'	
	a	b	g	p							
peso proprio NP160=	1	1	17,9	17,9	Kg/m						
pignatte cm 14=	0,14	0,82	800	91,84							
cls cm 2=	0,02	0,82	2500	41							
soletta cls.all.cm5=	0,05	0,82	1600	65,6							
totale carico 1 <sup>a</sup> fase					216,34 Kg/m	42193,06	360,62	0			
Perman. 2 <sup>a</sup> fase											
pavimentaz. graniglia											
2 cm incollata	0,82	1	40	32,8	Kg/m	6397,03	39,14	1,1	32,99		
<b>Accident. 2<sup>a</sup> fase</b>	0,82	1	300	246	Kg/m	47977,69	488,7	13,74	4122		
Accident.2 <sup>a</sup> fase concentrato											
					400 Kg	39500,00					
					<b>tensioni totali kg/cmq</b>	<b>888,46</b>	<b>14,84</b>	<b>4154,99</b>	<b>57,31</b>	<b>4,78</b>	<b>97,01</b>

The screenshot shows the 'AcciaioClx/Flessione' software interface. The main window displays the following data:

- Sezione NDN protetta:**
  - Formula (4.25) valori automatici:  $256.898$  [1/m],  $0.719$
  - Formula (4.25) valori utente:  $0.0$  [1/m],  $0.0$
  - Temperatura raggiunta:  $1003.88$  [C]
  - Capacità residua %:  $3$
- Sezione protetta [come da criterio, valori qui riportati per esempio]:**
  - Calore specifico protettivo:  $1000.0$  [J/kg·K]
  - Conducibilità protettivo:  $0.8$  [W/m·K]
  - Densità protettivo:  $1900.0$  [kg/m³]
  - Spessore protettivo:  $3.5$  [cm]
  - Formula (4.27) valore automatico:  $256.898$  [1/m]
  - Formula (4.27) valore utente:  $0.0$  [1/m]
  - Temperatura raggiunta [con protezione di default]:  $739.232$  [C]
  - Capacità residua %:  $10$
- Dati Profilo:**
  - $b_1$ : 74 mm
  - $b_2$ : 74 mm
  - $t_{f1}$ : 9.5 mm
  - $t_{f2}$ : 9.5 mm
  - $h$ : 160 mm
  - $t_w$ : 6.3 mm
  - $r_1$ : 6.3 mm
  - $r_2$ : 3.8 mm
  - $r$ : 0 mm
- Dati soletta:**
  - $h_c$ : 50 mm
  - $b_{eff}$ : 800 mm
  - $A_{s1}$ : 0 mm²
  - $h'_{s1}$ : 0 mm
- Materiali:**
  - Tipo Acciaio: S235 (Fe360)
  - $f_y$ : 235 N/mm²
  - $f_{tk}$ : 430 N/mm²
  - $f_{ck}$ : 20 N/mm²
- Metodo di calcolo:**
  - S.L.U. M+ (selezionato)
  - S.L.U. M-
  - Metodo n M+
  - Metodo n M-
- SLU Results:**
  - $M_{pl,Rd}$ : 12.03 kNm
  - $V_j$ : 96.37 kN
  - $M_{app,Rd}$ : 5.748 kNm
  - $\sigma_s$ : 10.37 mm

Sala Verdi - analisi solaio campo C-C' L					5,56 m							
<b>Perman. 1<sup>a</sup> fase</b>						<b>M<sub>max</sub>(Kgcm)</b>	<b>sigmas,inf</b>	<b>sigmac,sup</b>	<b>Scorr. Kg</b>	<b>Mi=</b>	<b>24,71 R90'</b>	
	a	b	g	p								
peso proprio NP220=	1	1	31,1	31,1	Kg/m							
pignatte cm 14=	0,14	0,82	800	91,84								
scorie cm 9=	0,09	0,82	1100	81,18								
cls cm 2=	0,02	0,82	2500	41								
cls rifianco=	0,2	0,1	2500	50								
soletta cls.all.cm5=	0,05	0,82	1600	65,6								
totale carico 1 <sup>a</sup> fase					<b>360,72 Kg/m</b>	139389,42	501,40	0				
<b>Perman. 2<sup>a</sup> fase</b>												
pavimentaz.graniglia												
2 cm incollata	0,82	1	40	<b>32,8 Kg/m</b>	12674,58	36,4	1,2	383				
<b>Accident. 2<sup>a</sup> fase</b>	0,82	1	300	<b>246 Kg/m</b>	95059,32	454,3	14,83	4122				
<b>Accident.2<sup>a</sup> fase concentrato</b>					<b>400 Kg</b>	55600,00						
<b>tensioni totali kg/cmq</b>							<b>992,10</b>	<b>16,03</b>	<b>4505</b>	<b>62,14</b>	<b>5,18</b>	<b>107,75</b>
<b>Sala Verdi - analisi soletta L=</b>					<b>0,82 m</b>							
soletta cls.all.cm5=	0,05	1	1600	80 Kg/m	672,40							
pavimentaz.graniglia												
2 cm incollata	1	1	40	40 Kg/m	336,20							
<b>Accident. 2<sup>a</sup> fase</b>	1	1	500	500 Kg/m	4202,50							
<b>Accident.2<sup>a</sup> fase concentrato</b>					<b>400 Kg</b>	8200,00						
M max=	9208,60 Kgcm	As= 2,01 cm <sup>2</sup> /m	rete fi 8 lato 20									

