



# COMUNE di FISCAGLIA



## PROGRAMMA "SICURO, VERDE E SOCIALE. RIQUALIFICAZIONE DELL'EDILIZIA RESIDENZIALE PUBBLICA" P.C. P.N.R.R.

Corso Vittorio Emanuele III - Migliarino

### Titolare della progettazione



**ACER FERRARA**  
C.so V.Veneto, 7 - 44121 Ferrara

**Servizio Tecnico**  
Dirigente: arch. M.Cenacchi

Azienda con sistema qualità certificato in  
conformità alla normativa ISO 9001:2015

### Responsabile unico del procedimento

ACER FERRARA Servizio tecnico: arch. M. Cenacchi

### Coordinamento generale programma

ACER FERRARA Servizio tecnico: ing. G. Addesso

### Progetto architettonico

arch. Irene Ferroni

### Progetto strutture

ing. Pierluigi Pascale

### Progetto impianti

ing. Pierluigi Pascale

### Relazione energetica

arch. Irene Ferroni

### Collaboratori

Ing. Nicola Lepore

## PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

### titolo elaborato

Relazione Tecnica PFTE

### cod. commessa

2105

### scala

-

### codice elaborato

**ST-P-R03-1**

REV 0	Emissione	Marzo 2022
REV 1	REVISIONE A SEGUITO DELLA VERIFICA	SETTEMBRE 2022




## SOMMARIO

1	INTRODUZIONE	3
2	NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI TECNICI	3
3	LO STATO DI FATTO	4
3.1	La struttura in elevazione	5
3.2	Gli orizzontamenti	8
4	STRATEGIE DI INTERVENTO	9
5	INTERVENTI PROPOSTI	9
5.1	Interventi sulle strutture in elevazione	10
5.2	Interventi sugli orizzontamenti	11
5.3	Interventi sulle coperture	12
6	FATTIBILITA' TECNICA DEGLI INTERVENTI PROPOSTI	13
6.1	Valutazione dell'indice di sicurezza statico	13
6.2	Valutazione dell'indice di sicurezza sismico	16
6.3	Verifica controventi copertura	19
6.4	Verifica piatto di ancoraggio controventi	22
6.5	Verifica della nuova scala in acciaio	22
6.6	Sintesi dei risultati	29



## INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 – Prospetto Nord-Ovest .....	4
Figura 2 – Prospetto Sud-Est .....	5
Figura 3 – Muratura in mattoni pieni e malta bastarda .....	5
<b>Figura 4</b> – Analisi statica Parete P2   Prospetto Sud-Est .....	6
<b>Figura 5</b> – Deformata in pianta per la combinazione n.20 .....	6
<b>Figura 6</b> – Deformata pareti P1 (a sinistra) e P14 (a destra) per la combinazione n.20.....	7
Figura 7 – Solaio in putrelle e voltine al piano interrato .....	8
Figura 8 – Dettaglio indagine su solaio piano terra in putrelle e laterizi forati .....	8
<b>Figura 9</b> – Chiusura aperture in murature portanti   Realizzazione di nuovi setti di spina .....	10
<b>Figura 10</b> – Irrigidimento impalcati in acciaio e laterizio.....	11
<b>Figura 11</b> – Cordolo in acciaio e irrigidimento piano di falda .....	12
<b>Figura 12</b> – Modello 3D utilizzato per le analisi .....	13
<b>Figura 13</b> – Schema strutturale e nomenclatura pareti .....	15
<b>Figura 14</b> – Esiti analisi statiche modello 3d .....	15
<b>Figura 15</b> – Analisi statica Parete P2 .....	16
<b>Figura 16</b> – Curve di capacità delle 24 analisi di Pushover.....	17
<b>Figura 17</b> – Deformata in pianta per la combinazione n.23.....	18
<b>Figura 18</b> – Deformata della parete P1 per la combinazione n.23 .....	18
<b>Figura 19</b> – Deformata in pianta per la combinazione n.4.....	18
<b>Figura 20</b> – Deformata della parete P2 per la combinazione n.4.....	19
<b>Figura 21</b> – Schema travatura reticolare con controventi di falda .....	20
<b>Figura 22</b> – Schema travatura reticolare con controventi di falda, elementi tesi .....	20
<b>Figura 23</b> – Sforzo normale della travatura reticolare con controventi di falda, elementi tesi .....	21
<b>Figura 24</b> – Vista scala interna di nuova realizzazione .....	22
<b>Figura 25</b> – Parametri sismici .....	23
<b>Figura 26</b> – Spettro di progetto .....	24
<b>Figura 27</b> – Combinazioni di carico.....	24
<b>Figura 28</b> – Riepilogo verifiche .....	28
Figura 29: Confronto della risposta sismica tra lo Stato di Fatto (SdF) e lo Stato di Progetto (SdP) considerando: a) carichi orizzontali proporzionali alle masse; b) carichi orizzontali proporzionali al primo modo di vibrare.....	29



## **1 INTRODUZIONE**

La presente relazione propone il progetto di fattibilità tecnico-economica per l'intervento di adeguamento sismico dell'immobile sito all'edificio sito a Migliarino (FE), frazione del comune sparso di Fiscaglia (FE), in c.so Vittorio Emanuele III n. 20/A-B, distinto al foglio n. 35, particella n. 143 del Comune di Fiscaglia (FE).

L'edificio in muratura non risulta attualmente in uso e sottoposto alle disposizioni di tutela contenute nel D. Lgs. 42/2004.

## **2 NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI TECNICI**

### **LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI**

- [1] D.M. 17/01/2018 – *Norme tecniche per le costruzioni*;
- [2] Circolare n.7, 21/01/2019 – *Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni* di cui al D.M. 17 gennaio 2018;



### 3 LO STATO DI FATTO

L'edificio è caratterizzato dalla classica impostazione simmetrica delle scuole del primo novecento a pianta rettangolare con risalti laterali in corrispondenza degli ingressi. La costruzione è caratterizzata da una superficie coperta pari a circa 500 m<sup>2</sup> e un'altezza di colmo di circa 13 m.



**Figura 1** – Prospetto Nord-Ovest

Il corpo di fabbrica principale presenta 3 piani fuori terra con altezze di interpiano pari a 4,80 m sebbene, a causa del dislivello del piano di fondazione, i locali a Nord-Ovest risultino parzialmente interrati. Tale livello seminterrato ha un'altezza ridotta pari a 2,40 m.

Le facciate principali sono scandite da un'orditura continua e regolare di ampie finestre dalla forma rettangolare. Il prospetto è trattato con intonaco giallo tenue con effetto bugnato al piano terra e liscio di color porpora al piano primo. Una cornice marcapiano funge da soluzione di continuità tra i due livelli.





**Figura 2** – Prospetto Sud-Est

### **3.1 La struttura in elevazione**

La costruzione è costituita da una struttura portante in muratura in mattoni pieni e malta bastarda. Non si riscontra la presenza di un nucleo interno.



**Figura 3** – Muratura in mattoni pieni e malta bastarda

Dalle indagini eseguite, sia dal punto di vista qualitativo che meccanico, le caratteristiche tipologico-costruttive della muratura appaiono uniformi per tutta l'estensione dell'edificio e si distinguono esclusivamente per gli spessori murari.

I maschi murari, di spessore variabile da 60 cm a 30 cm al piano terra, presentano una leggera rastremazione in elevazione. L'orizzontalità dei filari e lo sfalsamento dei giunti appare conforme alla regola dell'arte così come il grado di ammorsamento tra murature ortogonali che risulta correttamente a



corsi alternati. I giunti di malta appaiono in buono stato di conservazione e dalle sufficienti caratteristiche meccaniche.

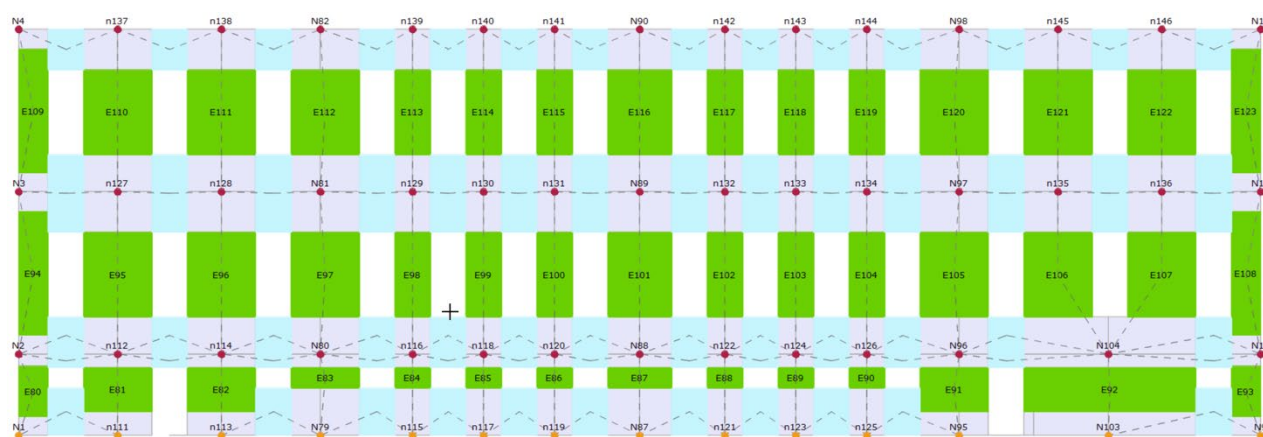
Le caratteristiche meccaniche riscontrate appaiono, inoltre, in perfetto accordo con il range di valori in termini di resistenza e moduli elastici riportati al C8.5.II della Circolare Esplicativa n.7/2019 per la tipologia muraria suddetta.

Sufficiente appare altresì, in numero e spessore, la presenza di muri di spina eccezion fatta per il setto demolito al piano terra e sostituito da una trave in c.a. al fine di realizzare una più ampia sala mensa.

Le aperture, regolari a tutti i livelli, presentano architravi che non manifestano segni di dissesto.

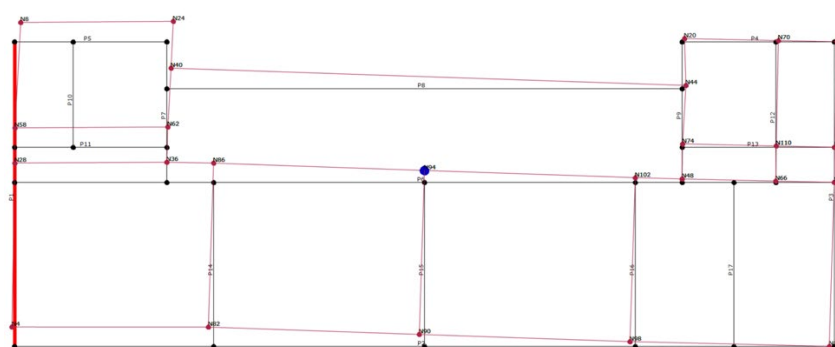
Dal punto di vista statico, le strutture in elevazione risultano adeguate ai carichi verticali. Dalle analisi effettuate e riportate in "Relazione di valutazione della vulnerabilità sismica", i maschi murari risultano verificati a tutti i livelli. In particolare, le zone più sollecitate si riscontrano in corrispondenza delle grandi aperture del prospetto Sud-Est con livelli di sicurezza pari a:

$$\zeta_v > 1$$



**Figura 4 – Analisi statica Parete P2 | Prospetto Sud-Est**

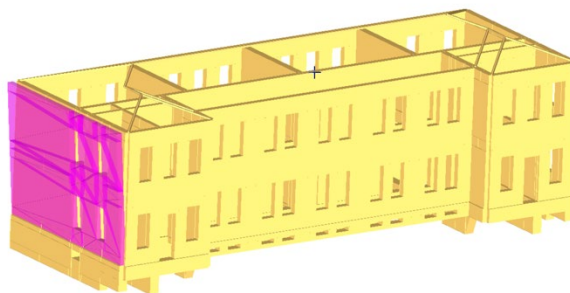
D'altro canto, dal punto di vista sismico, la struttura manifesta un grado di vulnerabilità non trascurabile. L'evidente irregolarità in pianta influisce enormemente sul livello di sicurezza sismico. Tale fenomeno è evidente specialmente nelle combinazioni di carico con eccentricità accidentale che risultano le più gravose per la struttura specialmente nella Y, direzione debole aggravata dall'eliminazione di un setto di spina al piano terra. La notevole snellezza dei maschi murari, inoltre, favoriscono meccanismi di rottura per pressoflessione.



**Figura 5 – Deformata in pianta per la combinazione n.20**

Le analisi dei meccanismi locali, svolte utilizzando l'approccio cinematico lineare, hanno mostrato una rilevante vulnerabilità. L'innescarsi di tali meccanismi è più probabile dato lo scarso grado di connessione degli orizzontamenti e l'assenza di cordoli o elementi resistenti a trazione in copertura.

Moltiplicatore attivazione ( $a_0$ )	0,039
$a_{z,SLV}$ [ $m/s^2$ ]	0,7179
$a_z(z)$ (SLV) [ $m/s^2$ ]	2,2161
<b>Coefficiente sicurezza (SLV)</b>	<b>0,32</b>
$a_{z,SLD}$ [ $m/s^2$ ]	0,3589
$a_z(z)$ (SLD) [ $m/s^2$ ]	0,7893
<b>Coefficiente sicurezza (SLD)</b>	<b>0,45</b>



Il livello di sicurezza relativo è pari a:  $\zeta_E=0,32$





### 3.2 Gli orizzontamenti

Il primo impalcato è realizzato con putrelle e voltine in mattoni pieni disposti in foglio. Le putrelle sono della tipologia IPN 140 per i locali del corridoio e IPN 220 per le aree adibite a deposito sotto le aule al piano terra poste ad interasse pari a  $i=90\text{cm}$ .



**Figura 7** – Solaio in putrelle e voltine al piano interrato

Il secondo impalcato è invece realizzato con putrelle IPE200 disposte a interasse  $i=90\text{cm}$  e laterizi forati. Dalle indagini eseguite non si riscontra la presenza di soletta collaborante all'estradosso a nessun livello. L'orizzontamento al piano primo è costituito da una controsoffittatura con struttura lignea in parte sospesa alla struttura della copertura.



**Figura 8** – Dettaglio indagine su solaio piano terra in putrelle e laterizi forati

Dal punto di vista statico, gli orizzontamenti in putrelle d'acciaio, scarsamente connessi alle murature perimetrali, risultano sufficientemente resistenti rispetto alle sollecitazioni attese.



## **4 STRATEGIE DI INTERVENTO**

Dall'analisi dello stato di fatto si evince una consistente vulnerabilità dell'edificio nei confronti delle azioni sismiche mentre idoneo risulta il livello di sicurezza per azioni gravitazionali.

Per le suddette ragioni, gli interventi di adeguamento sono stati focalizzati primariamente al soddisfacimento del requisito sismico. Tale obiettivo è raggiungibile attraverso tre principali strategie di intervento:

- *Ricostituzione di murature di controvento precedentemente demolite;*
- *Irrigidimento e connessione perimetrale degli orizzontamenti;*
- *Formazione di cordoli sommitali, connessione degli elementi lignei di copertura e irrigidimento del piano di falda*

Nel seguito saranno illustrati gli interventi strutturali da eseguirsi ai fini del soddisfacimento del requisito di adeguamento sismico.

## **5 INTERVENTI PROPOSTI**

A fronte delle vulnerabilità rilevate e in linea con le strategie di intervento proposte, si riassumono di seguito gli interventi atti a garantire il soddisfacimento dei requisiti di idoneità statica e miglioramento sismico dell'edificio:

### Strutture in elevazione:

- Ripresa muraria per ricostruzione dimensionale di setti di controvento;

### Orizzontamenti:

- Irrigidimento di piano e connessione perimetrale di solai in acciaio e laterizio tramite soletta collaborante in c.a. estradossale;
- Inserimento di profili metallici rompitratta per limitazione di deformabilità e aumento della capacità portante di solai di notevole luce;

### Coperture:

- Costruzione di cordolo perimetrale in acciaio connesso agli appoggi delle capriate o alle orditure principali;
- Irrigidimento intradossale del piano di falda con controventi metallici.

Tutti gli interventi elencati saranno meglio descritti nei paragrafi seguenti e nei relativi elaborati grafici.



## 5.1 Interventi sulle strutture in elevazione

- Ripresa muraria per ricostruzione dimensionale di setti di controvento

Per il raggiungimento dei requisiti di adeguamento sismico si propone la ricostruzione del setto di controvento nella direzione debole del corpo di fabbrica precedentemente demolito.

Si prevede l'utilizzo di mattoni pieni e malta di calce (garantendo una maggior compatibilità con i materiali originali), con idonee ammorsature e legature trasversali.

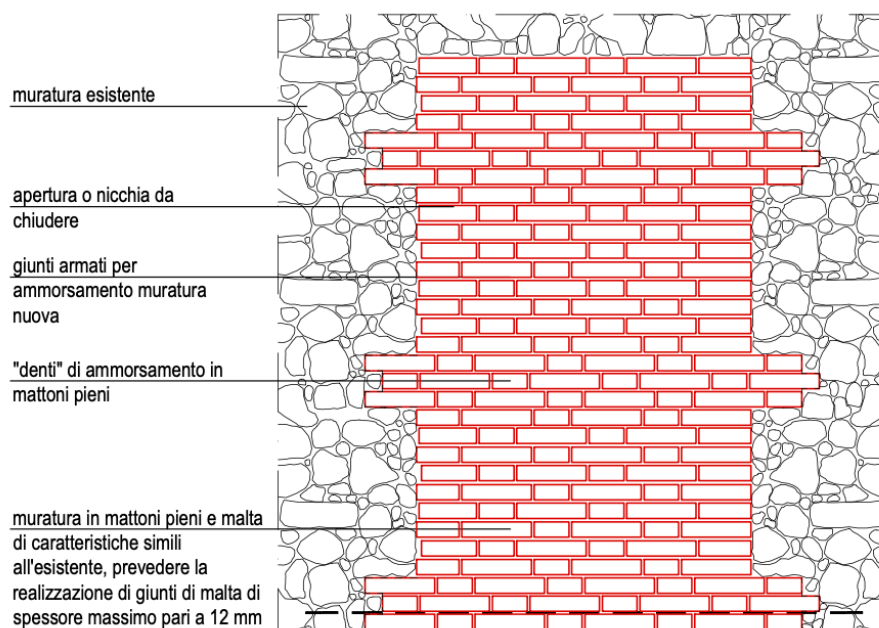
Gli ammorsamenti permettono di garantire la continuità strutturale tra la porzione ricostruita e la porzione esistente, e di conseguenza la ridistribuzione dei carichi e delle tensioni su tutta la sezione resistente, migliorandone così anche il comportamento sismico.

La stessa tecnica è utilizzata per la chiusura di aperture in murature portanti.

Stante la necessità di migliorare la risposta sismica in particolari direzioni, la realizzazione di setti di controvento in muratura appare la soluzione più compatibile con la struttura esistente sebbene soluzioni tecniche alternative possono essere utilizzate allo stesso scopo.

A titolo esemplificativo, telai metallici di controvento, potranno essere utilizzati al medesimo fine.

Possibili soluzioni tecniche alternative, potranno essere valutate di concerto con la stazione appaltante anche sulla base di particolari esigenze architettoniche e funzionali nelle successive fasi progettuali.



**Figura 9** – Chiusura aperture in murature portanti | Realizzazione di nuovi setti di spina

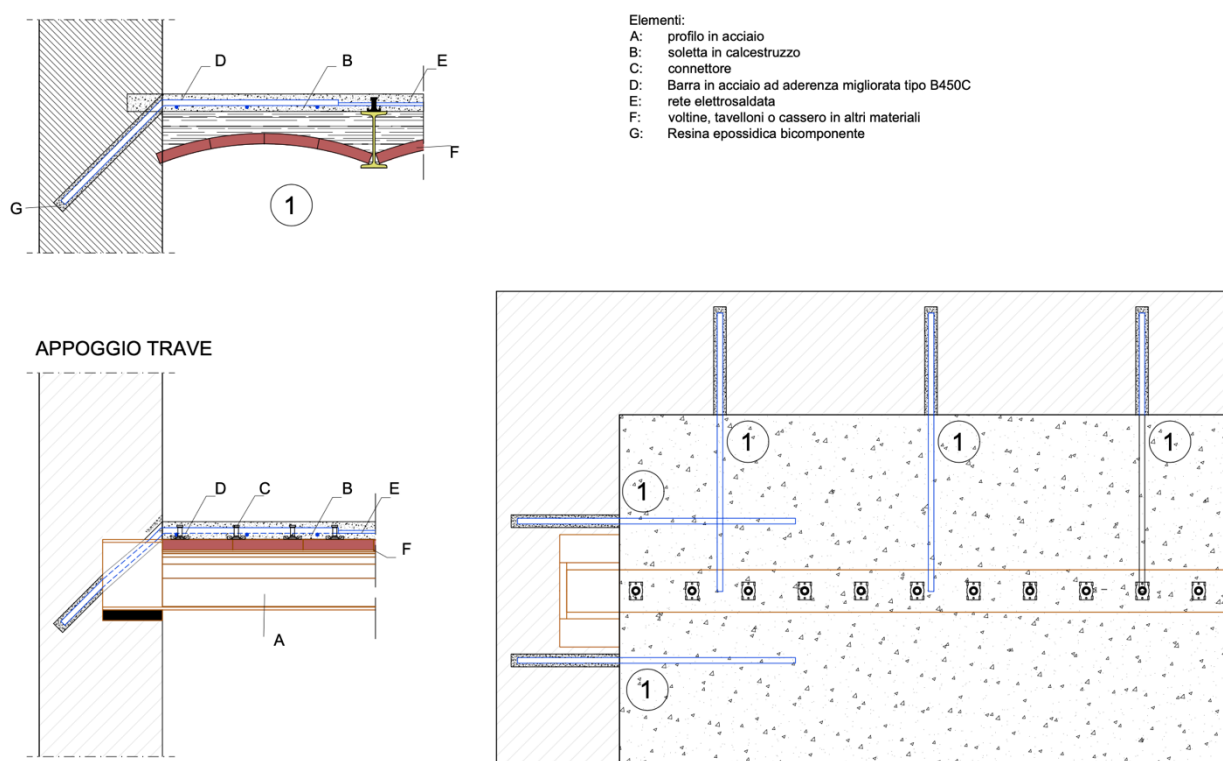


## 5.2 Interventi sugli orizzontamenti

- Irrigidimento di piano e connessione perimetrale di solai in acciaio e laterizio tramite soletta collaborante in c.a. estradossale;

Ai fini del raggiungimento del requisito di adeguamento sismico, si prevede il rinforzo estradossale dei solai in acciaio al piano interrato e al piano terra tramite la realizzazione di una soletta collaborante in calcestruzzo armata connessa perimetralmente alle murature portanti tramite perfori armati saturati con resine epossidiche.

Tale intervento è teso al duplice obiettivo di riduzione della deformabilità e realizzazione di diaframmi di piano rigidi di connessione tra le pareti della scatola muraria.



**Figura 10 – Irrigidimento impalcati in acciaio e laterizio**

- Inserimento di profili metallici rompitratta all'intradosso del solaio

Intervento di rinforzo locale relativo al solaio piano putrelle e laterizio S2.02 presente al piano terra. In questo caso, sebbene il solaio soddisfi i requisiti di resistenza, risulta fortemente deformabile.

Pertanto, si prevede l'inserimento all'intradosso di profili metallici rompitratta posti ortogonalmente all'orditura del solaio.





### 5.3 Interventi sulle coperture

- Costruzione di cordolo sommitale in acciaio connesso agli appoggi delle capriate o alle orditure principali

Si prevede in copertura la realizzazione di una cordolatura perimetrale di collegamento con profilo metallico UPN opportunamente dimensionato e connesso alla muratura tramite barre filettate fissate con dadi e rondelle, ancorate alle murature con resine epossidiche bicomponenti.

Al cordolo sono connessi gli elementi principali della copertura (siano essi capriate o semplici travi lignee) tramite un sistema di piastre in acciaio di opportuno spessore saldate al cordolo inferiore come "cuffie" di alloggiamento delle testate.

Le testate sono connesse allo scatolare aperto per mezzo di due barre filettate in acciaio inox inserite in asole negli elementi di testata.

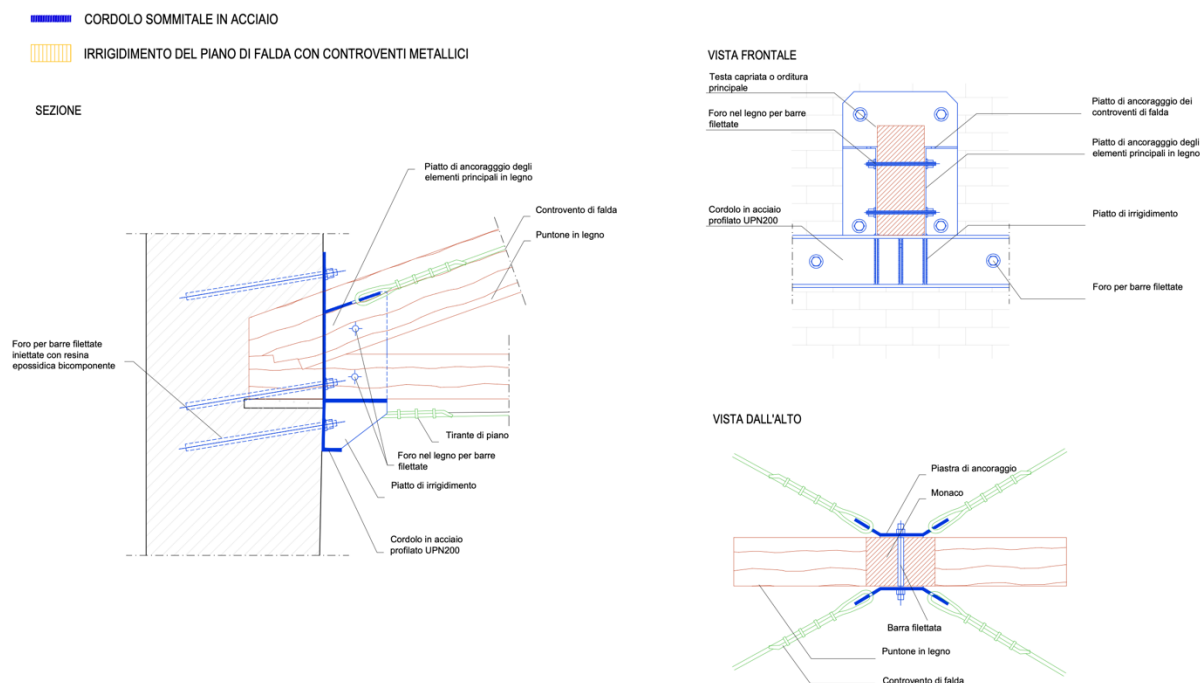
Con l'intervento è possibile raggiungere il triplice scopo di migliorare il comportamento globale della struttura, inibire l'attivazione di meccanismi di collasso fuori piano e trattenere nella loro sede le orditure principali del tetto.

- Irrigidimento del piano di falda con controventi metallici

Ai fini del raggiungimento dei requisiti di adeguamento sismico si prevede un intervento di rinforzo nel piano della struttura lignea della copertura tramite l'inserimento di controventi metallici applicati al piano di falda e tiranti orizzontali al piano di imposta.

I tiranti di controvento saranno realizzati con funi flessibili in acciaio ancorate al cordolo perimetrale precedentemente descritto in corrispondenza delle cuffie di alloggiamento delle testate dell'orditura principale de tetto. Gli ancoraggi al colmo della copertura sono ottenuti con piastre in acciaio sagomate connesse all'orditura principale del tetto (capriate o travi).

Si prevede, altresì, la verifica delle connessioni tra orditura principale e secondaria e il loro miglioramento tramite squadrette metalliche "a L".



**Figura 11 – Cordolo in acciaio e irrigidimento piano di falda**

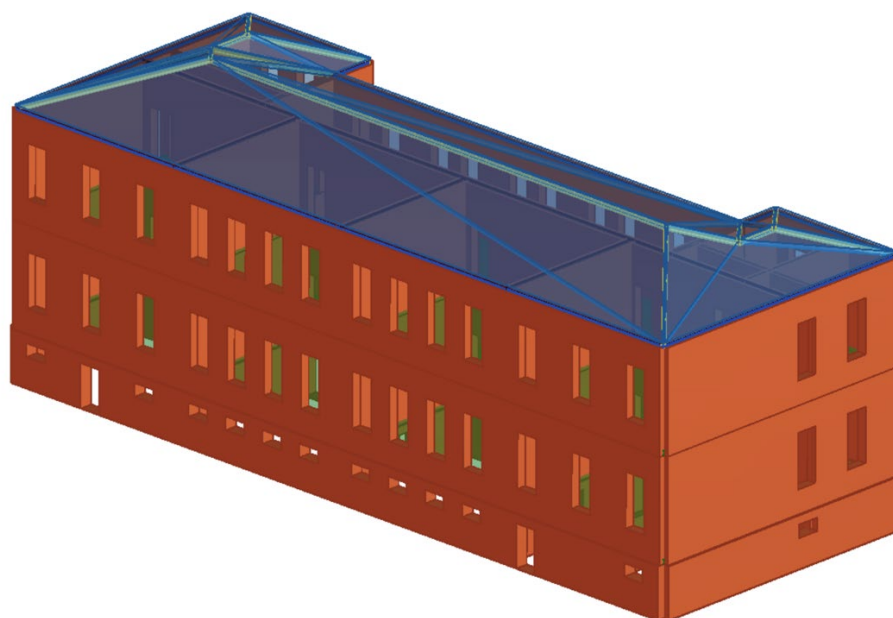


## **6 FATTIBILITA' TECNICA DEGLI INTERVENTI PROPOSTI**

Gli interventi precedentemente elencati e riportati negli elaborati grafici PFTE sono stati opportunamente configurati a partire dal modello di calcolo utilizzato nella vulnerabilità sismica di cui all'elaborato "Relazione di valutazione della vulnerabilità sismica".

In particolare, per una valutazione preliminare sull'efficacia degli interventi proposti sono state computate nel modello dello stato di progetto le seguenti migliorie:

1. Inserimento nuovo setto di spina al piano terra;
2. Inserimento del cordolo sommitale in acciaio;
3. Computo delle nuove condizioni di carico relative agli orizzontamenti rinforzati;
4. Modifica delle rigidezze di orizzontamenti esistenti modellati come impalcati rigidi;



**Figura 12** – Modello 3D utilizzato per le analisi

### **6.1 Valutazione dell'indice di sicurezza statico**

Al fine di eseguire le dovute verifiche per la validazione della fattibilità tecnica degli interventi proposti, si è deciso di procedere con l'esecuzione dell'analisi statica nello stato di progetto.

Le verifiche richieste si concretizzano nel confronto fra il valore del carico verticale agente ed il carico verticale resistente. Questa valutazione viene effettuata prendendo in esame i valori di snellezza ed eccentricità [Norme Tecniche 2018 §4.5.6].

#### Snellezza della muratura

La verifica di snellezza è eseguita in accordo con quanto riportato al § 4.5.4. delle NTC2018.

Si definisce snellezza di una muratura il rapporto  $h_0/t$  in cui:



- $h_0$  lunghezza libera di inflessione del muro  $h_0 = \rho \cdot h$ ;  
 $t$  spessore del muro;  
 $h$  l'altezza interna di piano;  
 $\rho$  il fattore laterale di vincolo (si è assunto  $\rho=1$ )

La verifica di snellezza risulta soddisfatta se risulta verificata la seguente:

$$h_0/t < 20$$

#### Eccentricità dei carichi

La verifica di eccentricità è eseguita in accordo con quanto riportato al punto 4.5.6.2. delle NTC2018.

Tale verifica risulta soddisfatta qualora risultino verificate le seguenti condizioni:

$$e_1/t \leq 0.33$$

$$e_2/t \leq 0.33$$

in cui:  $t$  spessore del muro;

$$e_1 = |e_s| + |e_a|;$$

$$e_2 = e_1/2 + |e_v|;$$

$e_s$  eccentricità totale dei carichi verticali;

$e_a$  eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione  $e_a = h/200$ ;

$e_v$  eccentricità dovuta al vento  $e_v = M_v / N$ .

#### Verifica a carichi verticali

La verifica ai carichi verticali è eseguita in accordo con quanto riportato al punto 4.5.6.2. delle NTC2018.

Tale verifica risulta soddisfatta qualora risulti verificata la seguente:

$$N_d \leq N_r$$

in cui:  $N_d$ : carico verticale agente;

$N_r$ : carico verticale resistente  $N_r = \Phi \cdot f_d \cdot A$ ;

$A$ : area della sezione orizzontale del muro al netto delle aperture;

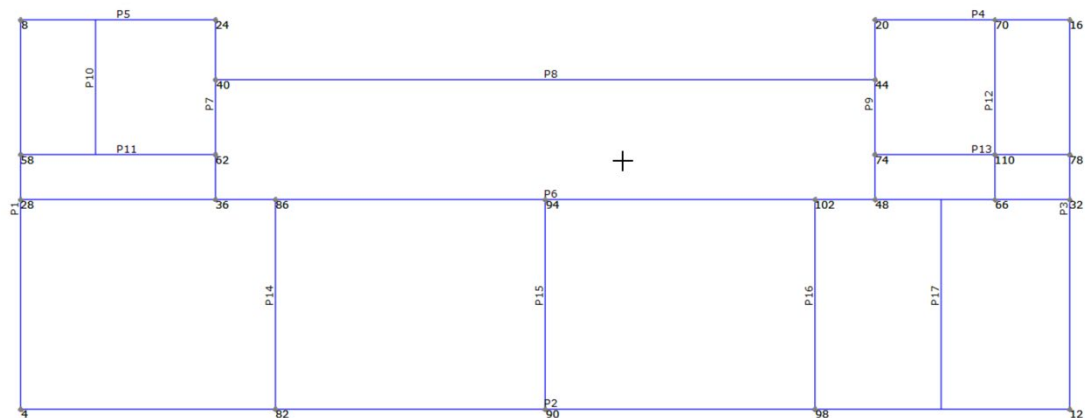
$f_d$ : resistenza di calcolo della muratura;

$\Phi$ : coefficiente di riduzione della resistenza del muro.

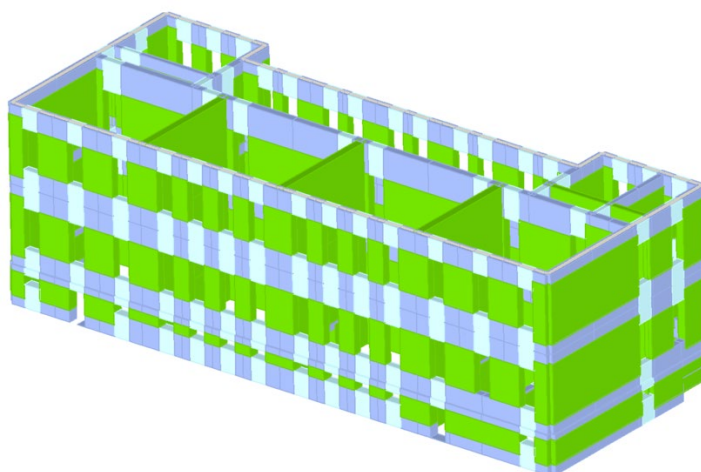
Queste verifiche sono state eseguite in ogni maschio murario della struttura, nelle tre sezioni principali (inferiore, centrale, superiore).

I valori dello sforzo normale resistente saranno calcolabili solamente se le verifiche di snellezza ed eccentricità dei carichi risultano soddisfatte. Riportiamo nel seguito i dettagli di verifica per le singole pareti.

Tutte le verifiche vengono eseguite mediante le combinazioni dei carichi statici, in base a quanto prescritto dalla normativa vigente e quindi, secondo quanto riportato nel §3.2. e §3.3. Si riportano di seguito i risultati relativi.



**Figura 13** – Schema strutturale e nomenclatura pareti



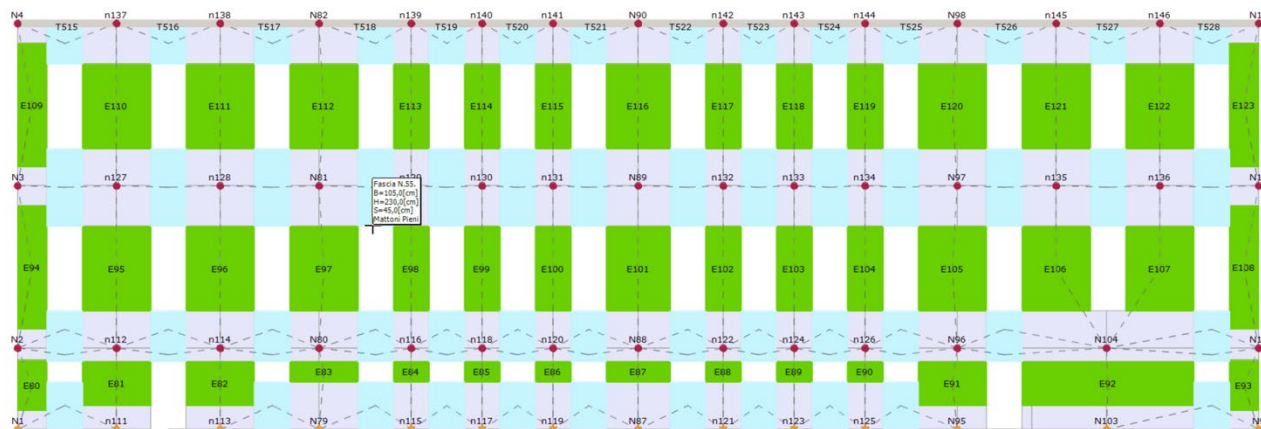
**Figura 14** – Esiti analisi statiche modello 3d

Parete	Maschi rotti	Nd/Nr Max	h0/t Max	e1/t Max	e2/t Max
1	0	0,67	10,67	0,102	0,053
2	0	0,76	10,67	0,101	0,053
3	0	0,68	10,67	0,094	0,053
4	0	0,59	10,67	0,100	0,053
5	0	0,61	10,67	0,101	0,053
6	0	0,67	10,67	0,078	0,053
7	0	0,76	10,67	0,153	0,066
8	0	0,85	10,67	0,129	0,061
9	0	0,60	10,67	0,147	0,065
10	0	0,60	16,00	0,102	0,080
11	0	0,64	16,00	0,125	0,080
12	0	0,69	16,00	0,092	0,080
13	0	0,62	16,00	0,080	0,080
14	0	0,39	10,67	0,053	0,053
15	0	0,50	10,67	0,175	0,070
16	0	0,38	10,67	0,053	0,053
17	0	0,21	7,50	0,038	0,038

**Tabella 1** Risultati per parete dell'analisi statica

Le **verifiche statiche** anche in questo caso sono tutte pienamente soddisfatte.





**Figura 15 – Analisi statica Parete P2**

Per ciò che concerne il rinforzo degli orizzontamenti esistenti la realizzazione di una soletta collaborante incrementa la capacità portante degli orizzontamenti in putrelle d'acciaio riducendone la deformabilità. L'incremento di carico dovuto al peso della soletta può essere mitigato tramite utilizzo di calcestruzzi alleggeriti e la realizzazione di nuovi tramezzi in cartongesso.

Inoltre, per il solaio S2.02 del secondo impalcato data la notevole luce e deformabilità si prevede l'inserimento di una trave metallica rompitratta all'intradosso.

Le verifiche preliminari sono riportate di seguito:

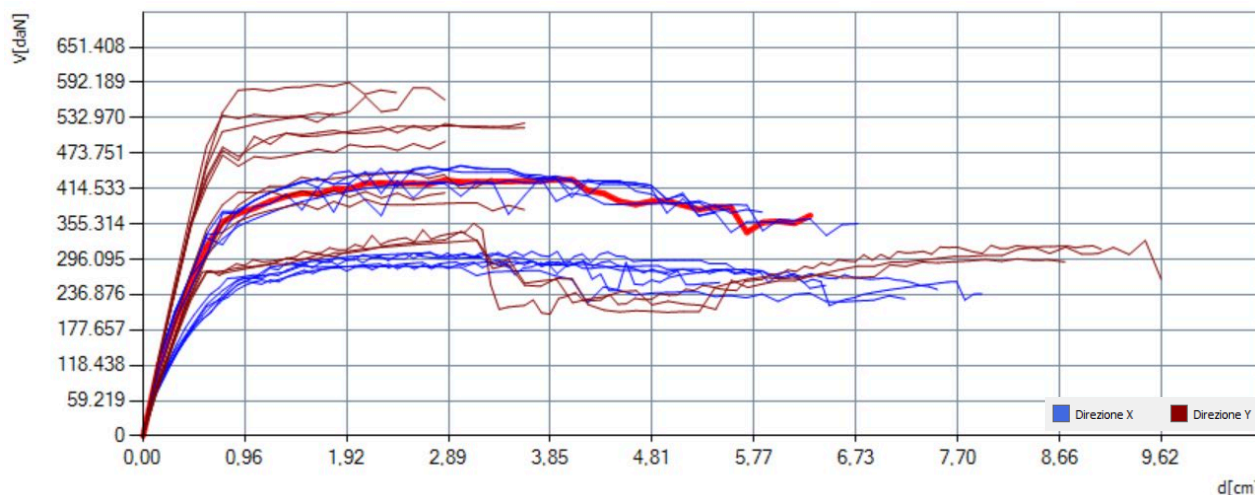
SOLAIO	INDAGINE DI RIFERIMENTO	$G_{1K}$ [KN/M <sup>2</sup> ]	$G_{2K}$ [KN/M <sup>2</sup> ]	$Q$ [KN/M <sup>2</sup> ]	LUCE [M]	VERIFICA A FLESSIONE	VERIFICA A TAGLIO	$\zeta_{v,1}$ [-]
S1.01	ID5	2,98	2,24	2,00	4,10	OK	OK	1,14
S1.02	ID6	4,39	2,24	2,00	6,85	OK	OK	1,21
S2.01	ID11	3,49	2,24	2,00	4,20	OK	OK	1,43
S2.02	ID10	3,49	2,24	2,00	7,05	OK	OK	1,11

Si rimanda all'allegato "Fascicolo di calcolo" per ulteriori dettagli.

## 6.2 Valutazione dell'indice di sicurezza sismico

La valutazione dell'indice di sicurezza sismico della costruzione nello stato di progetto è stata condotta attraverso un'analisi globale preliminare della struttura utilizzando un modello tridimensionale a telaio equivalente.

I risultati delle analisi, riportati in forma sintetica in Tabella 3, indicano il complessivo raggiungimento dei requisiti di adeguamento sismico.



**Figura 16** – Curve di capacità delle 24 analisi di Pushover

Inoltre, le curve di pushover mostrano un incremento sia della rigidezza che duttilità della struttura.  
I livelli di sicurezza calcolati sono riportati nella tabella seguente:

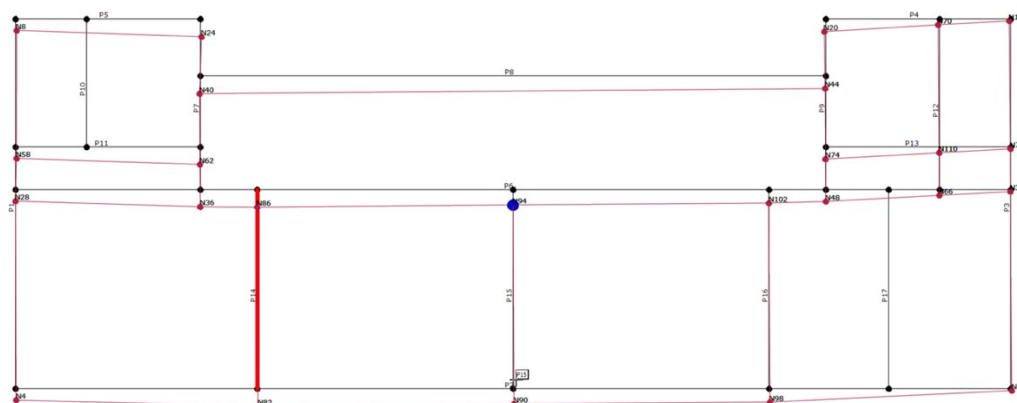
N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [cm]	$\alpha$ SLV
1	+X	Uniforme	0,0	1,123
2	+X	Forze statiche	0,0	1,011
3	-X	Uniforme	0,0	1,129
4	-X	Forze statiche	0,0	0,863
5	+Y	Uniforme	0,0	1,057
6	+Y	Forze statiche	0,0	0,949
7	-Y	Uniforme	0,0	1,289
8	-Y	Forze statiche	0,0	0,872
9	+X	Uniforme	68,3	1,174
10	+X	Uniforme	-68,3	1,087
11	+X	Forze statiche	68,3	0,889
12	+X	Forze statiche	-68,3	0,953
13	-X	Uniforme	68,3	1,133
14	-X	Uniforme	-68,3	1,065
15	-X	Forze statiche	68,3	0,916
16	-X	Forze statiche	-68,3	0,974
17	+Y	Uniforme	183,8	1,243
18	+Y	Uniforme	-183,8	0,865
19	+Y	Forze statiche	183,8	0,977
20	+Y	Forze statiche	-183,8	1,014
21	-Y	Uniforme	183,8	1,297
22	-Y	Uniforme	-183,8	1,086
23	-Y	Forze statiche	183,8	0,862
24	-Y	Forze statiche	-183,8	0,876

**Tabella 2:** Indici di sicurezza relativi allo SLV

Nel dettaglio, le analisi più gravose risultano la n.4 per la direzione X e la n.23 per la direzione Y.

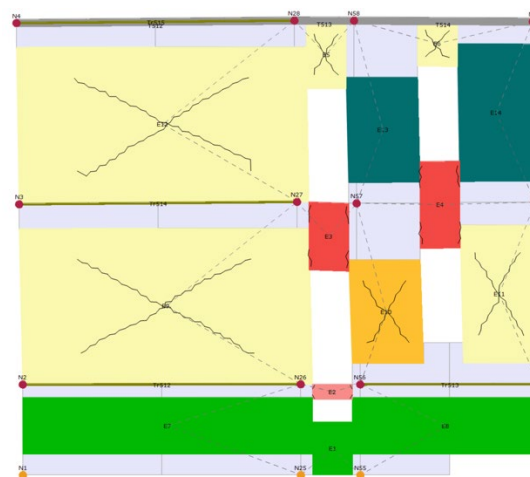


È importante sottolineare che, anche nello stato di progetto, permane la irregolarità in pianta che influisce negativamente sulla risposta sismica dell'edificio con effetti torsionali che si evidenziano maggiormente per le combinazioni di carico con eccentricità accidentale sebbene i suoi effetti sono notevolmente mitigati dalla ricostruzione del nuovo setto di spina.



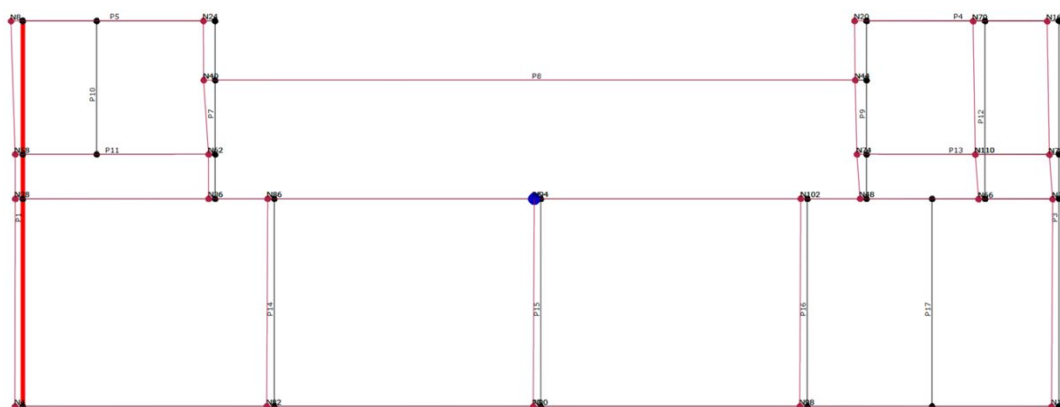
**Figura 17** – Deformata in pianta per la combinazione n.23

Muratura	
<input checked="" type="checkbox"/>	Integro
<input checked="" type="checkbox"/>	Incipiente plasticità
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico per taglio
<input checked="" type="checkbox"/>	Incipiente rottura per taglio
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per taglio
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Incipiente rottura presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Crisi grave
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per compressione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per trazione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura in fase elastica
<input checked="" type="checkbox"/>	Elemento non efficace

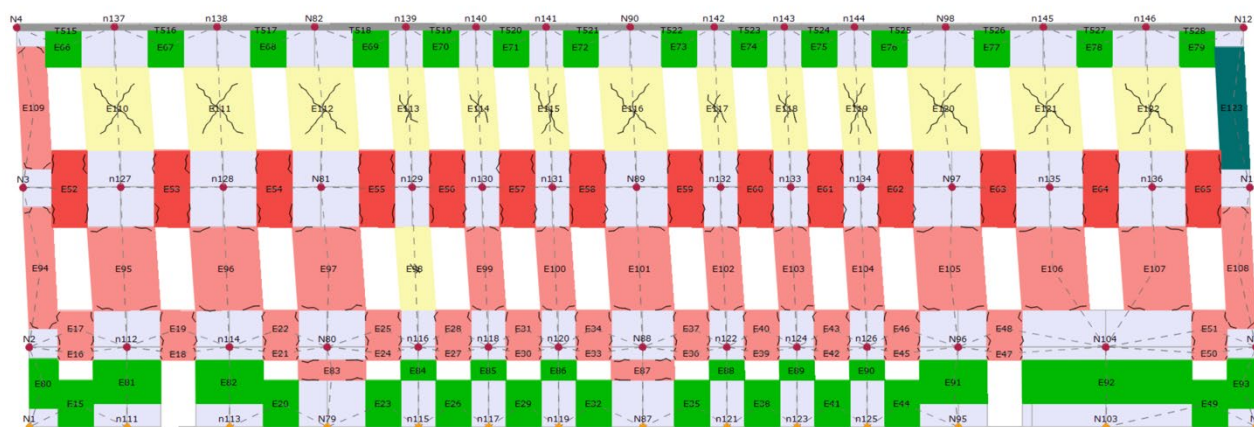


**Figura 18** – Deformata della parete P1 per la combinazione n.23

Inoltre, più regolare appare la risposta in direzione X grazie all'irrigidimento degli impalcati e alla realizzazione del cordolo di connessione sommitale.



**Figura 19** – Deformata in pianta per la combinazione n.4



**Figura 20** – Deformata della parete P2 per la combinazione n.4

L'analisi dei possibili meccanismi di collasso fuori piano si ritiene identicamente soddisfatta a seguito di:

- connessione degli orizzontamenti a tutti i livelli;
- inserimento di cordolo sommitale e incatenamenti a livello delle coperture.

### 6.3 Verifica controventi copertura

La copertura, per tutto il suo sviluppo in pianta è protetta da un controsoffitto in legno. Per tale ragione, in fase di redazione del PFTE, non è stato possibile eseguire un accurato rilievo della struttura di copertura, né è possibile prevedere la demolizione del controsoffitto senza la preventiva autorizzazione o nulla osta della soprintendenza.

L'approfondimento del rilievo geometrico e materico della copertura (e delle relative verifiche statiche) deve essere eseguito nelle successive fasi di progettazione o in fase di lavori. Tale approfondimento è a carico dell'impresa.

Di seguito è stato eseguito un dimensionamento preliminare del controvento ipotizzando una distanza tra le capriate di 4 metri per una lunghezza complessiva di 24 metri e una larghezza di 14.13 metri, vedi **Figura 21**.

Per determinare la forza che agisce sullo schema riportato in figura si sono stimati i pesi degli elementi costituenti la capriata:

$$\begin{aligned} G_1 &= 80 \frac{kg}{m^2} = 800 \frac{N}{m^2} \\ G_2 &= 120 \frac{kg}{m^2} = 1200 \frac{N}{m^2} \end{aligned} \quad \rightarrow \quad q_v = G_1 + G_2 = 2000 \frac{N}{m^2}$$

Per ogni capriata è interessata dalla forza:

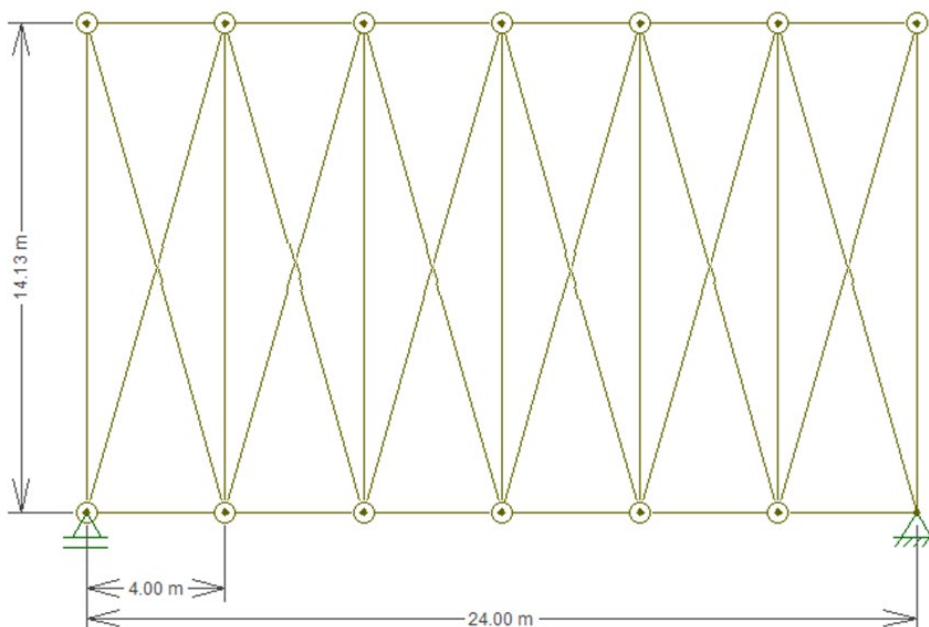
$$F_K = \frac{a_g}{g} \cdot q_v \cdot i \cdot L_{cap}$$

Accelerazione massima attesa	$a_g/g$	0.388	
Lunghezza travatura	L	24.00	m
Interasse capriate	i	4.00	m
Larghezza capriate	$L_{cap}$	14.13	m



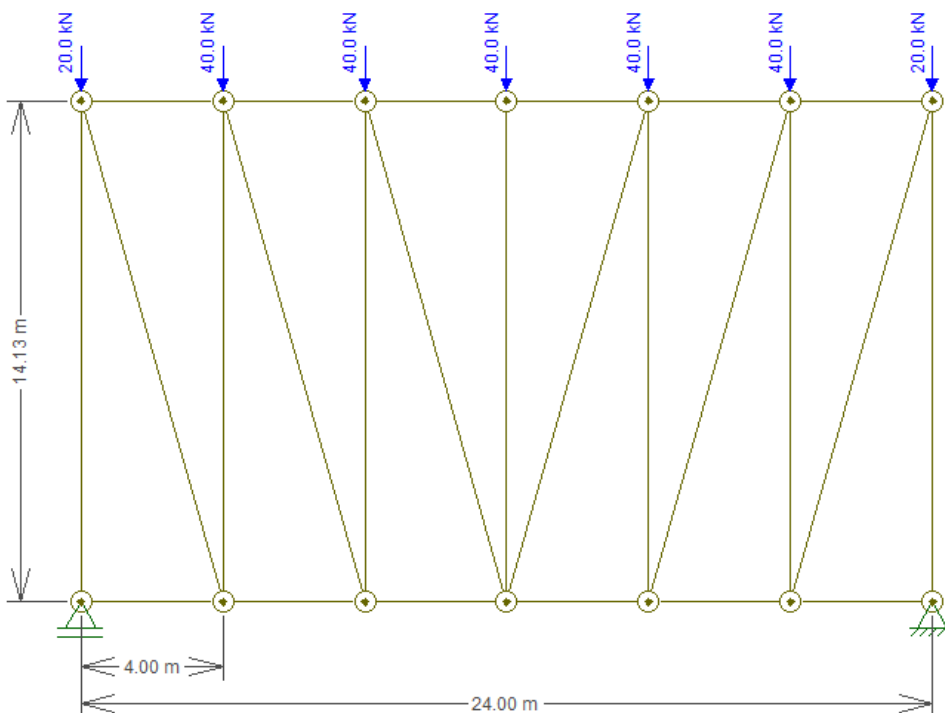


Carico ( $G_1+G_2$ )	$q_v$	2.00	kN/mq
Carico sismico massimo	$q_k$	3.10	kN/m
Forza nodi di estremità	$F_k$	43.86	kN
Forza nodi interni	$F_k/2$	21.92	kN



**Figura 21** – Schema travatura reticolare con controventi di falda

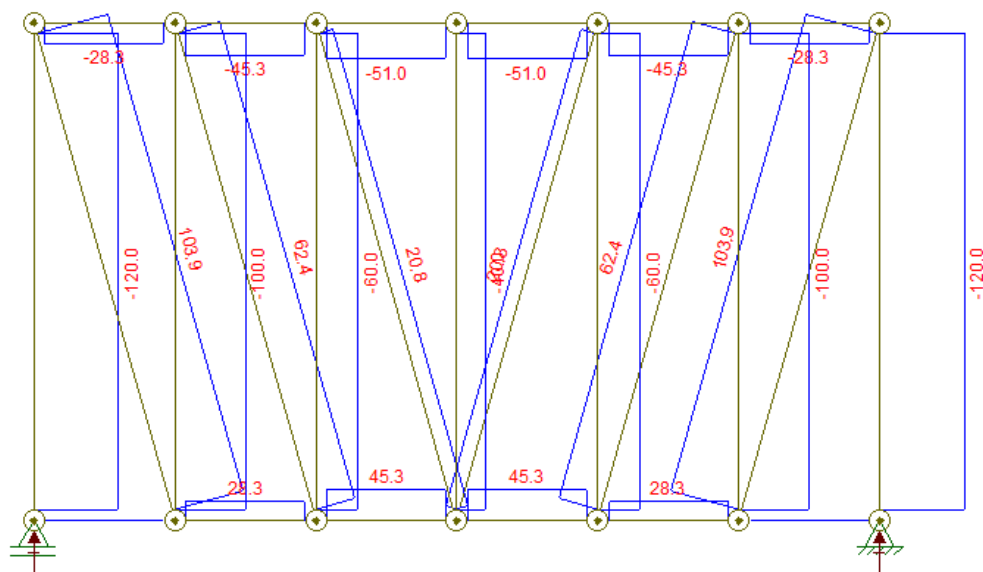
Lo schema viene risolto non considerando le diagonali compresse ma solo quelle tese, vedi **Figura 22**.



**Figura 22** – Schema travatura reticolare con controventi di falda, elementi tesi



Risolvendo lo schema conseguono i seguenti sforzi normali:



**Figura 23** – Sforzo normale della travatura reticolare con controventi di falda, elementi tesi

Lo sforzo normale massimo delle diagonali è:

$$N_{Ed} = 103,90 \text{ kN}$$

A valle della stima delle sollecitazioni attese, è possibile dimensionare la sezione trasversale de tirante come:

$$\phi = \sqrt{\frac{4 N_{Ed} \gamma_M}{\pi f_{yk}}} = 22,51 \text{ mm}$$

È possibile quindi utilizzare tiranti metallici di diametro  $\phi=24\text{mm}$  o, in alternativa, trefoli in acciaio a 7 fili del tipo indicato in figura:

Diametro nominale		Sezione	Tolleranza sulla sezione	Tensione caratteristica	Tensione all'1% di allungamento	Modulo elastico	Tolleranza sul modulo elastico	fp1%/fpt	fp1%/fpt
Ø	mm	mm²	%	MPa	MPa	MPa	%	%	%
5/16	7.90	38	± 2	1860	1670	201000	± 5	85-95	85-95
3/8	9.30	52	± 2	1860	1670	201000	± 5	85-95	85-95
3/8 S	9.60	55	± 2	1860	1670	201000	± 5	85-95	85-95
7/16	11.11	75	± 2	1860	1670	201000	± 5	85-95	85-95
1/2	12.50	93	± 2	1860	1670	201000	± 5	85-95	85-95
1/2 S	12.90	99	± 2	1860	1670	201000	± 5	85-95	85-95
6/10	15.20	139	± 2	1860	1670	201000	± 5	85-95	85-95
6/10S	15.70	150	± 2	1860	1670	201000	± 5	85-95	85-95
7/10	17.80	190	± 2	1860	1670	201000	± 5	85-95	85-95



#### 6.4 Verifica piatto di ancoraggio controventi

Per ciò che concerne i piatti di ancoraggio dei controventi metallici, è stata effettuata una verifica preliminare a rifollamento. Si ipotizza un piatto di ancoraggio di spessore 10mm.

Utilizzando la formula di normativa si ha:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \alpha f_{tk} d t}{\gamma_{M2}} = \frac{2.5 \cdot 0.75 \cdot 430 \cdot 18 \cdot 10}{1.25} = 116.10 \text{ kN}$$

Dove:

$k$  e  $\alpha$  sono dei coefficienti di posizione

$f_{tk}$  resistenza dell'acciaio

$d$  diametro nominale del gambo del bullone

$t$  spessore della piastra

La verifica risulta soddisfatta:

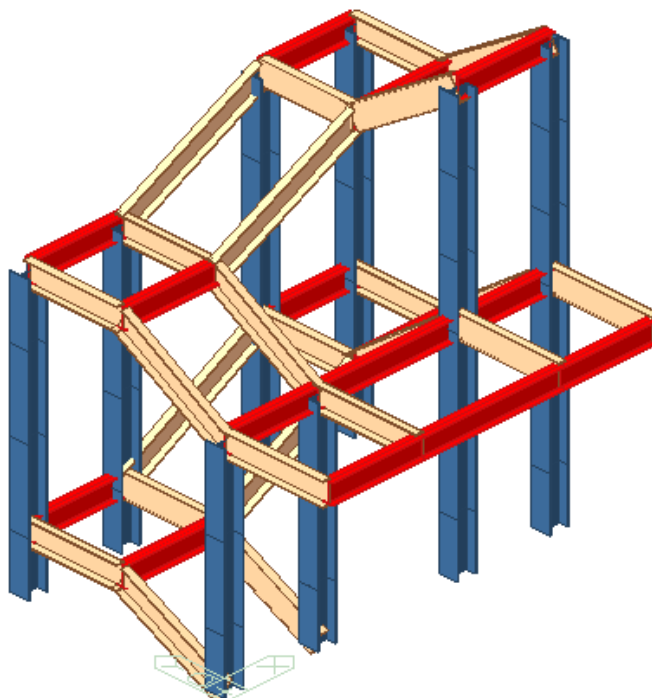
$$F_{b,Rd} > N_{Ed} \rightarrow 116.10 \text{ kN} > 103.90 \text{ kN}$$

#### 6.5 Verifica della nuova scala in acciaio

In merito alla scala interna il calcolo è stato eseguito tramite il programma MIDAS, la struttura è stata modellata con sezioni in acciaio:

Colonne	HEB 240	Blu
Travi	IPE 240	Rosso
Cosciali	UPN 280	Giallo

La scala presenta dei pianerottoli intermedi di cui uno a sbalzo, vedi **Figura 24**.



**Figura 24** – Vista scala interna di nuova realizzazione



I carichi considerati, in accordo con la normativa NTC18, sono:

Peso proprio struttura:

- Struttura in acciaio  $G_1=78$  kN/mc (calcolato dal programma di calcolo)
- Gradini  $G=55$  kg/m
- Corrimano  $G=7$  kg/m
- Ringhiera  $G=44$  kg/m

Sovraccarico:

- Sovraccarico accidentale su piano di calpestio  $Q=4.0$  kN/mq

L'analisi è stata condotta considerando lo spettro di risposta del sito in esame.

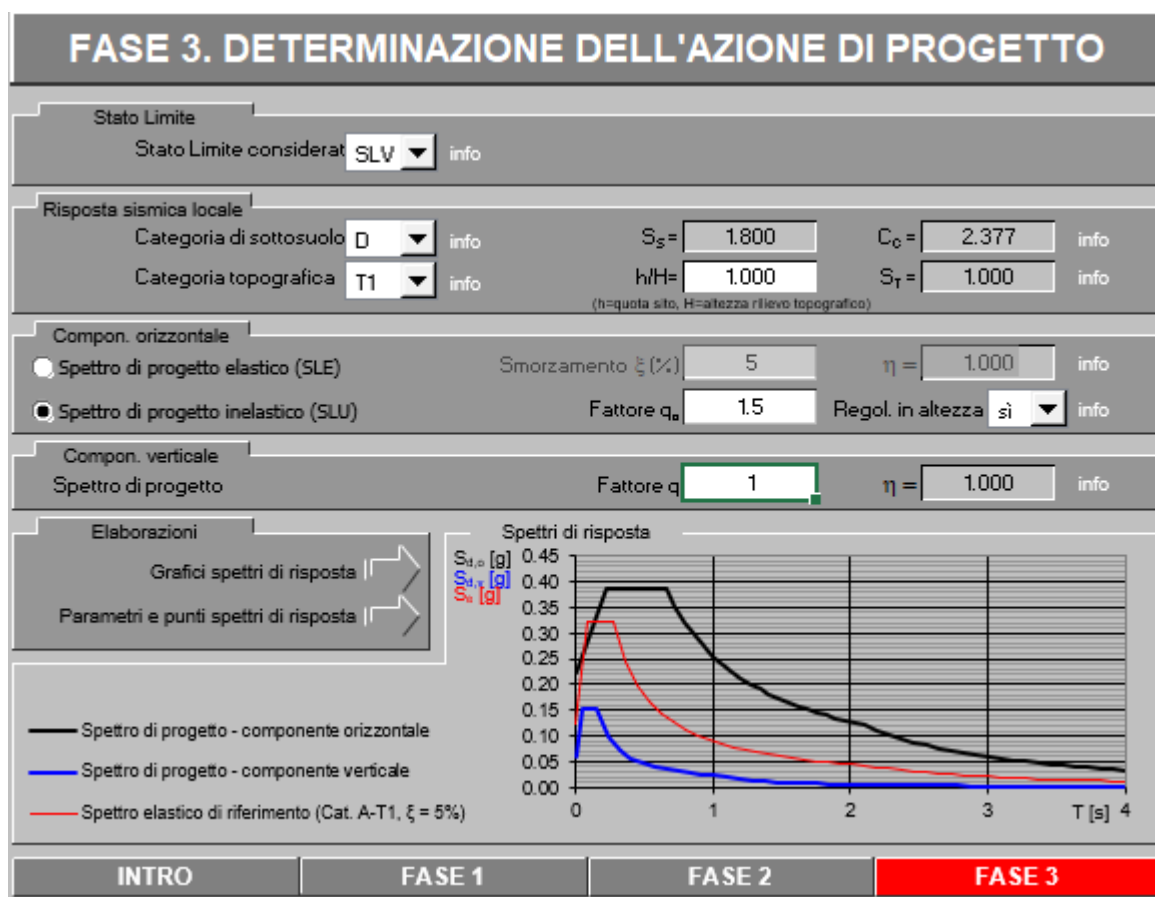
#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.124 g
$F_o$	2.604
$T_C$	0.276 s
$S_S$	1.800
$C_C$	2.377
$S_T$	1.000
$q$	1.500

#### Parametri dipendenti

$S$	1.800
$\eta$	0.667
$T_B$	0.219 s
$T_C$	0.657 s
$T_D$	2.097 s

**Figura 25** – Parametri sismici



**Figura 26** – Spettro di progetto

Le combinazioni di carico utilizzate sono riportate di seguito:

Load Combination List									
	No	Name	Active	Type	G1(ST)	G2(ST)	Qk(ST)	SLV-X(RS)	SLV-Y(RS)
▶	1	sLCB1	Stren	Add	1.3000	1.5000	1.5000		
	2	sLCB2	Stren	Add	1.0000	1.0000	0.3000	1.0000	
	3	sLCB3	Stren	Add	1.0000	1.0000	0.3000		1.0000
	4	sLCB4	Stren	Add	1.0000	1.0000	0.3000	-1.0000	
	5	sLCB5	Stren	Add	1.0000	1.0000	0.3000		-1.0000
	6	sLCB6	Servic	Add	1.0000	1.0000	1.0000		
	7	sLCB7	Servic	Add	1.0000	1.0000	0.5000		
	8	sLCB8	Servic	Add	1.0000	1.0000	0.3000		
*									

**Figura 27** – Combinazioni di carico

**Verifiche:**

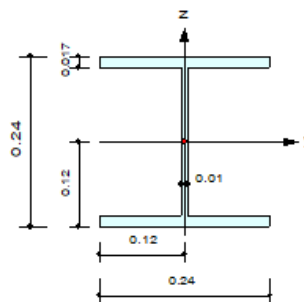
- Verifica della colonna più sollecitata, sezione HEB 240





## 1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kN, m
Member No	43
Material	S275 (No:1) ( $F_y = 275000$ , $E_s = 210000000$ )
Section Name	HEB240 (No:1) (Rolled : HEB240).
Member Length	: 0.64000



## 2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = -3.3008$ (LCB: 3, POS:I)
Bending Moments	$M_y = 0.17982$ , $M_z = 9.50566$
End Moments	$M_{yi} = 0.17982$ , $M_{yj} = 0.15386$ (for Lb) $M_{yi} = 0.17982$ , $M_{yj} = 0.15386$ (for Ly) $M_{zi} = 9.50566$ , $M_{zj} = 3.45500$ (for Lz)
Shear Forces	$F_{yy} = 9.46930$ (LCB: 3, POS:1/2) $F_{zz} = 2.17156$ (LCB: 2, POS:1/2)

Depth	0.24000	Web Thick	0.01000
Top F Width	0.24000	Top F Thick	0.01700
Bot.F Width	0.24000	Bot.F Thick	0.01700
Area	0.01000	Asz	0.00240
Oyb	0.05080	Ozb	0.00720
Iyw	0.00011	Izz	0.00004
Ybar	0.12000	Zbar	0.12000
Wely	0.00094	Welz	0.00033
ry	0.10300	rz	0.00080

## 3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 0.64000$ , $L_z = 0.64000$ , $L_b = 0.64000$
Effective Length Factors	$K_y = 1.00$ , $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors	$C_{my} = 0.85$ , $C_{mz} = 0.85$ , $C_{mLT} = 1.00$

## 4. Checking Result

### Slenderness Ratio

$$KL/r = 15.8 < 200.0 \text{ (Memb:2, LCB: 5)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

### Axial Resistance

$$N_{Ed}/\text{MIN}[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 3.30/2915.00 = 0.001 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

### Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.180/289.850 = 0.001 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 9.506/136.056 = 0.070 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

### Combined Resistance

$$R_{MNRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny\_Rd}, M_{Edz}/M_{nz\_Rd}]$$

$$R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny\_Rd})^{\text{Alpha}} + (M_{Edz}/M_{nz\_Rd})^{\text{Beta}}$$

$$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/M_{y\_Rd} + M_{Edz}/M_{z\_Rd}$$

$$R_{cLT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$R_{bLT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$R_{cLT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$R_{bLT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$R_{\text{max}} = \text{MAX}[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM}), \text{MAX}(R_{cLT1} + R_{bLT1}, R_{cLT2} + R_{bLT2})] = 0.072 < 1.000 \dots\dots \text{O.K}$$

### Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y\_Rd} = 0.007 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z\_Rd} = 0.004 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

## 5. Deflection Checking Results

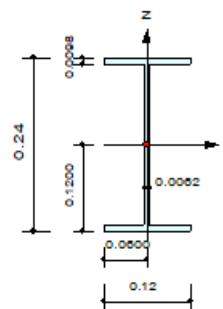
$$L/300.0 = 0.0029 > 0.0001 \text{ (Memb:47, LCB: 6, Dir-Y)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$



- Verifica della trave più sollecitata, sezione IPE 240

## 1. Design Information

Design Code Eurocode3:05  
Unit System kN, m  
Member No 51  
Material S275 (No:1)  
( $F_y = 275000$ ,  $E_s = 210000000$ )  
Section Name IPE240 (No:2)  
(Rolled : IPE240).  
Member Length : 1.17000



## 2. Member Forces

Axial Force  $F_{xx} = 1.33650$  (LCB: 2, POS:J)  
Bending Moments  $M_y = 0.01218$ ,  $M_z = 1.27748$   
End Moments  $M_{yi} = 0.35025$ ,  $M_{yj} = 0.01218$  (for  $L_y$ )  
 $M_{zi} = 0.35025$ ,  $M_{zj} = 0.01218$  (for  $L_y$ )  
 $M_{zi} = 1.02276$ ,  $M_{zj} = 1.27748$  (for  $L_z$ )  
Shear Forces  $F_{yy} = -1.9847$  (LCB: 4, POS:1/2)  
 $F_{zz} = 1.43166$  (LCB: 3, POS:J)

Depth	0.24000	Web Thick	0.00620
Top F Width	0.12000	Top F Thick	0.00680
Bot.F Width	0.12000	Bot.F Thick	0.00680
Area	0.00391	Asz	0.00149
Qyb	0.02790	Qzb	0.00180
Iyy	0.00004	Izz	0.00000
Ybar	0.05000	Zbar	0.12000
Wely	0.00032	Welz	0.00005
ry	0.00935	rz	0.02757

## 3. Design Parameters

Unbraced Lengths  $L_y = 1.17000$ ,  $L_z = 1.17000$ ,  $L_b = 1.17000$   
Effective Length Factors  $K_y = 1.00$ ,  $K_z = 1.00$   
Equivalent Uniform Moment Factors  $C_{my} = 1.00$ ,  $C_{mz} = 1.00$ ,  $C_{mLT} = 1.00$

## 4. Checking Result

### Slenderness Ratio

$KL/r = 63.8 < 200.0$  (Memb:50, LCB: 5)..... O.K

### Axial Resistance

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 1.34/1075.25 = 0.001 < 1.000$  ..... O.K

### Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.012/100.650 = 0.000 < 1.000$  ..... O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 1.2775/19.9865 = 0.064 < 1.000$  ..... O.K

### Combined Resistance

$R.MNRd = \text{MAX}[ M_{Edy}/M_{ny\_Rd}, M_{Edz}/M_{nz\_Rd} ]$

$R.BiM = (M_{Edy}/M_{ny\_Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz\_Rd})^{\beta}$

$R.byN = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$ ,  $R.byM = M_{Edy}/M_{y\_Rd} + M_{Edz}/M_{z\_Rd}$

$R_{max} = \text{MAX}[ R.MNRd, R.BiM, (R.byN + R.byM) ] = 0.065 < 1.000$  ..... O.K

### Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y\_Rd} = 0.005 < 1.000$  ..... O.K

$V_{Edz}/V_{z\_Rd} = 0.005 < 1.000$  ..... O.K

## 5. Deflection Checking Results

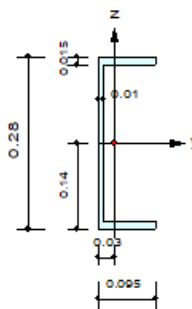
$L/250.0 = 0.0070 > 0.0000$  (Memb:50, LCB: 6, POS: 0.9m, Dir-Z)..... O.K



- Verifica del cosciale più sollecitato, sezione UPN 280

## 1. Design Information

Design Code Eurocode3:05  
Unit System kN, m  
Member No 67  
Material S275 (No:1)  
( $F_y = 275000$ ,  $E_s = 210000000$ )  
Section Name UPN280 (No:3)  
(Built-up Section).  
Member Length : 1.49586



## 2. Member Forces

Axial Force  $F_{xx} = -3.3853$  (LCB: 4, POS:I)  
Bending Moments  $M_{iy} = -4.2076$ ,  $M_{iz} = -2.8698$   
End Moments  $M_{yi} = -4.2076$ ,  $M_{yj} = 0.79963$  (for Lb)  
 $M_{yi} = -4.2076$ ,  $M_{yj} = 0.79963$  (for Ly)  
 $M_{zi} = -2.8698$ ,  $M_{zj} = -1.0091$  (for Lz)  
Shear Forces  $F_{yy} = 2.59180$  (LCB: 2, POS:1/2)  
 $F_{zz} = -13.204$  (LCB: 1, POS:I)

Depth	0.28000	Web Thick	0.01000
Top F Width	0.09500	Top F Thick	0.01500
Bot.F Width	0.09500	Bot.F Thick	0.01500
Area	0.00535	Asz	0.00280
Cyb	0.02009	Czb	0.00227
Iyy	0.00006	Izz	0.00000
Ybar	0.02764	Zbar	0.14000
Wely	0.00045	Welz	0.00007
ry	0.10861	rz	0.02923

## 3. Design Parameters

Unbraced Lengths  $L_y = 1.49586$ ,  $L_z = 1.49586$ ,  $L_b = 1.49586$   
Effective Length Factors  $K_y = 1.00$ ,  $K_z = 1.00$   
Equivalent Uniform Moment Factors  $C_{my} = 1.00$ ,  $C_{mz} = 1.00$ ,  $C_{mLT} = 1.00$

## 3. Design Parameters

Unbraced Lengths  $L_y = 1.49586$ ,  $L_z = 1.49586$ ,  $L_b = 1.49586$   
Effective Length Factors  $K_y = 1.00$ ,  $K_z = 1.00$   
Equivalent Uniform Moment Factors  $C_{my} = 1.00$ ,  $C_{mz} = 1.00$ ,  $C_{mLT} = 1.00$

## 4. Checking Result

### Slenderness Ratio

$KL/r = 68.6 < 200.0$  (Memb:84, LCB: 5)..... O.K

### Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 3.39/1471.25 = 0.002 < 1.000$  ..... O.K

### Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 4.208/146.816 = 0.029 < 1.000$  ..... O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 2.8698/33.6378 = 0.085 < 1.000$  ..... O.K

### Combined Resistance

$R.MNRd = MAX[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$

$R.BiM = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\beta}$

$R.byN = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$ ,  $R.byM = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R.cLT1 = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R.b.LT1 = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R.cLT2 = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R.b.LT2 = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[R.MNRd, R.BiM, (R.byN + R.byM), MAX(R.cLT1 + R.b.LT1, R.cLT2 + R.b.LT2)] = 0.116 < 1.000$  .. O.K

### Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.006 < 1.000$  ..... O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.033 < 1.000$  ..... O.K



**PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA**  
**Programma "sicuro, verde e sociale riqualificazione dell'edilizia residenziale pubblica"**  
**c.so Vittorio Emanuele 20/A-B - localita' Migliarino - Fiscaglia (FE)**

ID File: D10

REV 1

Pag 28 di 29

Riepilogo delle verifiche condotte:

Code : EC3:05			Unit : kN , m		Primary Sorting Option														
Sorted by			<input type="radio"/> Member <input checked="" type="radio"/> Property		<div>Change...</div> <div>Update...</div>		<div><input type="radio"/> SECT</div> <div><input checked="" type="radio"/> MEMB</div>												
CH K	MEMB	SECT	SEL	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def	
	COM	SHR		Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa	
OK	43	1	<input type="checkbox"/>	HEB240		3	0.64000	0.64000	1.000	0.850	-3.3008	0.17982	0.17982	9.50566	9.46930	0.16246	-	0.00010	
	0.072	0.007		S275	275000		0.64000	0.64000	1.000	0.850	2915.00	0.00000	289.850	136.056	1355.91	527.756	-	0.00287	
OK	51	2	<input type="checkbox"/>	IPE240		2	1.17000	1.17000	1.000	1.000	1.33650	0.01218	0.01218	1.27748	1.96337	0.94188	-	-0.0000	
	0.065	0.005		S275	275000		1.17000	1.17000	1.000	1.000	1075.25	0.00000	100.650	19.9865	403.838	303.691	-	0.00704	
OK	67	3	<input type="checkbox"/>	UPN280		4	1.49586	1.49586	1.000	1.000	-3.3853	-4.2076	-4.2076	-2.8698	-2.5792	-5.4793	-	0.00003	
	0.116	0.033		S275	275000		1.49586	1.49586	1.000	1.000	1471.25	0.00000	146.816	33.6378	452.498	396.928	-	0.00520	

**Figura 28** – Riepilogo verifiche

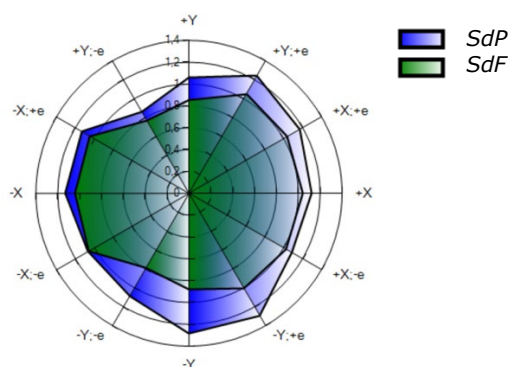


## 6.6 Sintesi dei risultati

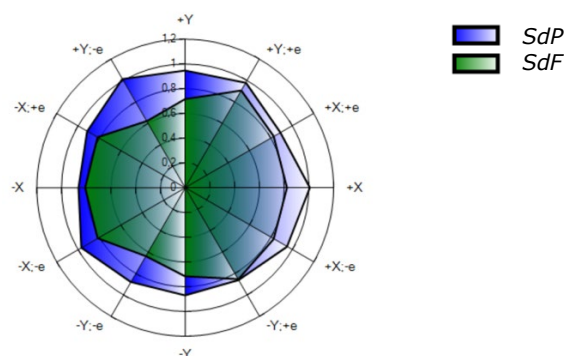
Le valutazioni di sicurezza nello stato di progetto sono state effettuate sulla base delle informazioni raccolte sulla struttura e sui materiali nell'ambito di una campagna di indagini conoscitive e sulle strategie di intervento proposte.

In particolare, in Figura è possibile osservare come, a seguito degli interventi proposti, la risposta sismica sia sensibilmente migliorata nella direzione debole Y, incrementando l'indicatore di rischio dal valore di 0,62 relativo allo *Stato di Fatto* ad un valore di circa **0,86** corrispondente allo *Stato di Progetto*.

Carico sismico uniforme



Forze Statiche



**Figura 29:** Confronto della risposta sismica tra lo Stato di Fatto (SdF) e lo Stato di Progetto (SdP) considerando: a) carichi orizzontali proporzionali alle masse; b) carichi orizzontali proporzionali al primo modo di vibrare

Si evidenzia, inoltre, come la risposta sismica, notevolmente variabile con le direzioni e le combinazioni di carico considerate allo stato di fatto, risulti più omogenea allo stato di progetto.

Per quanto detto, i livelli di sicurezza raggiunti sono:

$\zeta_E$	<u>Stato di Fatto</u>	<u>Stato di Progetto</u>
<u>Meccanismi Locali</u>	<b>0,32</b>	>1
<u>Meccanismi globali</u>	0,62	<b>0,86</b>

In conclusione, dai risultati ottenuti dalle analisi statiche, sismiche e dalla valutazione dei meccanismi locali di ribaltamento fuori piano, si rileva che, per le combinazioni sismiche più gravose, il livello di sicurezza atteso risulta  $\zeta_E > 0,8$ . Ai sensi del §8.4.3 delle NTC2018 così come riportato dal C8.4.3 della Circolare Esplicativa n.7/2019, si ritiene soddisfatto il requisito di Adeguamento Sismico.