

**COMMITTENTE**

Comune di Guiglia - PIVA 00641440367 - Piazza Gramsci n.1 41052 Guiglia (MO)  
Responsabile Unico Procedimento Geom. Lucio Amidei

**GUIGLIA (MO)**

# DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DELLA SCUOLA PRIMARIA DI ROCCAMALATINA

**PROGETTISTA**

*mandataria RTP*  
STUDIO TECNICO GRUPPO MARCHE  
Contrada Potenza, 11 62100 Macerata  
P.Iva 00141310433  
Tel. +39 0733 492522  
azienda certificata  
ISO 9001:2015 e ISO 14001:2015

*mandante RTP*  
Professionista ISO IEC 17024  
Studio Associato  
GRAZIANI SPARAPANI  
via I Maggio 1/5, 62100 Macerata  
P.Iva 01755520432  
Tel. +39 0733 283116

**Progetto Esecutivo**

**Elaborati generali**

# RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

Repertorio/Posizione 2813/01

Data Giugno 2020

Verificato da AC

# E-GA-3

**Scala**

N.	Descrizione	Data
0	Prima emissione	Giu 2020
1	Revisione	Giu 2020
2		
3		
4		





Comune di Guiglia

Piazza Gramsci n.1, 41052 Guiglia (MO) – PIVA 00641440367

DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DELLA SCUOLA PRIMARIA DI ROCCAMALATINA

**Progetto Esecutivo**

**RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE**

## INDICE

<b>1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>4</b>
<b>2. DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA .....</b>	<b>6</b>
<b>3. CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE .....</b>	<b>10</b>
<b>4. PRESCRIZIONI SUI MATERIALI .....</b>	<b>13</b>
4.1. Elementi strutturali in cemento armato .....	13
4.1.1. Calcestruzzo non armato per sottofondazioni .....	13
4.1.2. Calcestruzzo armato per elementi di fondazione e opere di sostegno .....	13
4.1.3. Calcestruzzo per le strutture in elevazione .....	13
4.1.4. Acciaio per barre di armatura .....	14
4.1.5. Prescrizioni relative alle strutture di fondazione e di elevazione.....	14
4.2. Elementi strutturali in acciaio .....	16
4.3. Elementi strutturali in legno .....	17
4.4. Connessioni per legno .....	18
<b>5. TIPOLOGIA COSTRUTTIVA E ANALISI STRUTTURALE.....</b>	<b>19</b>
<b>7. PRESTAZIONI DI PROGETTO, CLASSE DELLA STRUTTURA, VITA UTILE E PROCEDURE DI QUALITÀ.....</b>	<b>21</b>
<b>8. ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....</b>	<b>21</b>
8.1. Azione della neve.....	22
8.2. Analisi dei carichi statici .....	24
8.3. Azione del vento .....	26
8.4. Azione sismica (NTC2018 §3.2).....	29
8.4.1. Corpo scuola.....	29
8.4.2. Corpo servizi.....	31
<b>9. COMBINAZIONE DI CARICO.....</b>	<b>34</b>
9.1. Combinazioni sismiche nei modelli di calcolo.....	35
<b>10. ANALISI DEI MODELLI STRUTTURALI AGLI ELEMENTI FINITI .....</b>	<b>36</b>
10.1. Gli elementi del modello numerico .....	37
10.2. I metodi di calcolo .....	42
10.3. Lettura dei risultati dell'elaborazione.....	43
<b>11. MODELLAZIONE E ANALISI DELLA STRUTTURA .....</b>	<b>49</b>
11.1. Corpo scuola .....	49
11.2. Elementi secondari.....	56
11.2.1. Scala interna .....	57
11.2.2. Scala esterna .....	75
11.2.3. Tamponature esterne .....	81
11.3. Corpo servizi .....	88
<b>12. VALIDAZIONE DEI CALCOLI.....</b>	<b>94</b>
12.1. Frequenze naturali di vibrazione di una trave appoggiata.....	94
12.2. Frequenze naturali di vibrazione di una trave a mensola .....	95
12.3. Frequenza naturale di vibrazione di un oscillatore semplice .....	97
12.4. Trave piana con estremi incastrati .....	98
12.5. Sistema piano di aste sospese .....	100
12.6. Stato tensionale di una trave inflessa.....	102
12.7. Stato tensionale di una trave inflessa.....	104
12.8. Trave a mensola soggetta a momento torcente concentrato .....	106
12.9. Telaio piano.....	108
12.10. Aste piane e carico termico .....	109
12.11. Flessione in una piastra circolare.....	111
12.12. Verifica a pressoflessione di una sezione in cemento armato .....	114

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

12.12.1. Risultati da Verifica e Disegno CA .....	115
12.12.2. Risultati da PreFlex.....	115
12.12.3. Risultati da Excel .....	116
12.13. Verifica a taglio di una sezione in cemento armato .....	117
12.13.1. Risultati da Verifica e Disegno CA .....	118
12.13.2. Risultati da Excel .....	119
12.13.3. Analisi dei risultati.....	120
12.14. Verifica a torsione di una sezione in cemento armato.....	120
12.14.1. Risultati da Verifica e Disegno CA .....	121
12.14.2. Risultati da Excel .....	122
12.14.3. Analisi dei risultati.....	123
12.15. Controllo Gerarchia Resistenze nel nodo di un telaio in cemento armato .....	124
12.15.1. Risultati da Verifica e Disegno CA .....	124
12.15.2. Risultati da Excel .....	127
13. SINTESI DEI RISULTATI E CRITERI DI ACCETTABILITÀ.....	130



## 1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

**Legge 5 novembre 1971 N. 1086** - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.

Circolare Ministero dei lavori Pubblici 14 Febbraio 1974, N.11951 - "Applicazione delle norme sul cemento armato".

**Circolare Ministero dei lavori Pubblici 25 Gennaio 1975, N.13229** - "L'impiego di materiali con elevate caratteristiche di resistenza per cemento armato normale e precompresso.

**D.M. 11.03.1988** - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"

**Circolare MIN. LL. PP. n°30483 del 24.09.1988** - "Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

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

**CNR 10011** - "Costruzioni di acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione - Novembre 1997"

**Istruzioni CNR 10025/98** - "Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in calcestruzzo"

**Norma CNR 10016-2000** - "Strutture composte da acciaio e calcestruzzo istruzioni per l'impiego nelle costruzioni".

**D.M. 18.09.2002 - GU nr.227 DEL 27.09.2002** - "Approvazione della regola tecnica di prevenzione incendi per la progettazione, la costruzione e l'esercizio delle strutture sanitarie pubbliche e private.

**UNI 11104:2004 Calcestruzzo** - "Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1"

**CNR - DT 206/2007** - "Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo delle strutture in legno"

**D.M. 16.02.2007** - "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione"

**DM 09.03.2007** - "Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco"

**UNI 9502** - Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi strutturali in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso.

**UNI 9503** - Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi strutturali in acciaio.

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

**UNI EN 15129:2009** “Dispositivi antisismici”

**UNI EN 338** – “Legno strutturale classi di resistenza”

**UNI EN 1194** – “Strutture in legno – Legno lamellare incollato – Classi di resistenza e determinazione dei valori caratteristici

**UNI EN 14080** – Strutture in legno – Legno lamellare incollato e legno massiccio incollato - Requisiti

**CNR-DT 210/2012** – “Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo di Costruzioni con Elementi Strutturali di Vetro”

**EUROCODE 2** - “Design of concrete structures”

**EUROCODE 3** - “Design of steel structures”

**EUROCODE 5** - “Design of timber structures”

**EUROCODE 8** - “Design of structures for earthquake resistance”

**D.M. 16.02.2007** – “Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione”

**NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI – D.M. del 17 Gennaio 2018 (NTC2018)** - “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”

**Circolare del 2 Febbraio 2009 n° 617/C.S.LL.PP** – “Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008”

La progettazione è stata svolta secondo i principi e le indicazioni riportate in:

**Rapporti “ATC (Applied Technology Council)”** sviluppati in collaborazione con il servizio sismico nazionale.

## 2. DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA

L'intervento riguarda la demolizione e ricostruzione della scuola primaria sita a Roccamalatina di Guiglia in provincia di Modena. L'attuale edificio è composto da due diversi corpi: l'edificio originario in pietra, risalente alla seconda metà del 1900, e l'ampliamento concluso nel 2015, collegato all'edificio preesistente.

L'ampliamento risulta essere in ottime condizioni, e pertanto, nell'ambito del presente intervento, si prevede:

- l'adeguamento in termini di layout e finiture;
- l'allaccio del sistema impiantistico all'edificio di nuova realizzazione;
- il rifacimento del rivestimento di copertura, causa presenza di infiltrazioni.

L'edificio originario risulta invece in precarie condizioni a causa delle numerose vulnerabilità riscontrate dalle indagini realizzate in fase di verifica da parte dello studio di progettazione Vignol Project, nel 2017. Se ne prevede pertanto la demolizione e ricostruzione riguardante una superficie di circa 790 mq.

La nuova scuola sorgerà in corrispondenza di un pendio e risponderà all'esigenza di dotare tutto il territorio a sud del Comune di Guiglia di una scuola innovativa e sicura. L'edificio si svilupperà su una superficie totale di 850 mq circa distribuita su due piani, seminterrato e terra, con copertura non praticabile, ma accessibile per sola manutenzione. La costruzione sarà composta da due unità strutturali, il corpo scuola principale e il corpo servizi, separate da un giunto sismico di adeguate dimensioni.

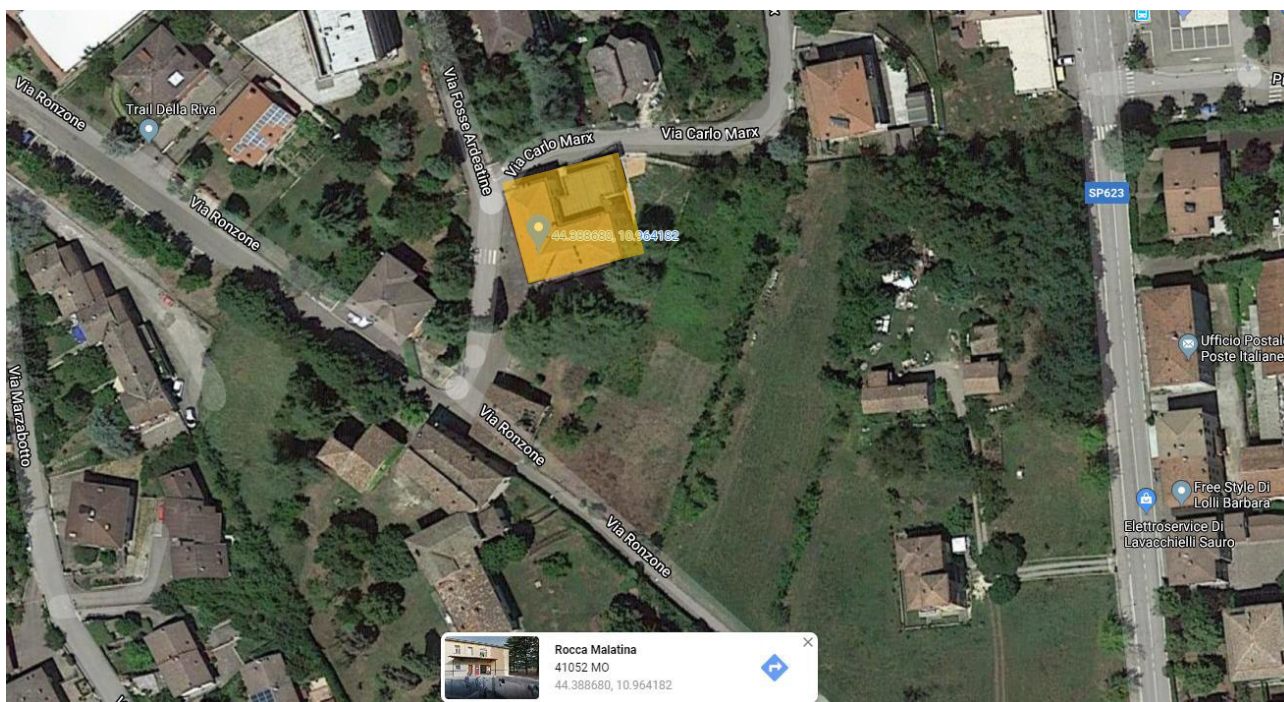


Figura 1 - Inquadramento dell'intervento

La struttura portante in elevazione sarà realizzata in c.a. con solai di piano in predalles, mentre la copertura sarà realizzata parzialmente in c.a. e parzialmente in legno. Le coperture

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

lignee saranno costituite da capriate asimmetriche collegate da una trave di colmo e pannelli portanti in legno X-LAM, ad eccezione della copertura al di sopra dell'atrio la quale presenterà travi in legno piane e pannelli portanti in X-LAM.

Data la destinazione d'uso della costruzione si prevede una resistenza al fuoco di tutti gli elementi strutturali pari a R60.

Nel dettaglio la struttura è così composta:

- Le fondazioni superficiali saranno realizzate mediante platea di altezza pari ad 80 cm. Il solaio di base verrà realizzato mediante pavimento galleggiante, capace di garantire il passaggio degli impianti.
- Le strutture portanti in elevazione saranno realizzate con travi, pilastri e setti in c.a. di dimensioni variabili.
- Le coperture in c.a. e in legno piane verranno realizzate mediante solai predalles e travi in legno lamellare e X-LAM di spessore 110 mm a 3 strati, rispettivamente.
- La copertura in legno a due falde asimmetriche, con pendenza del 38.5% e 276%, verrà realizzata con capriate lignee e copertura in X-LAM di spessore 110 mm a 3 strati.

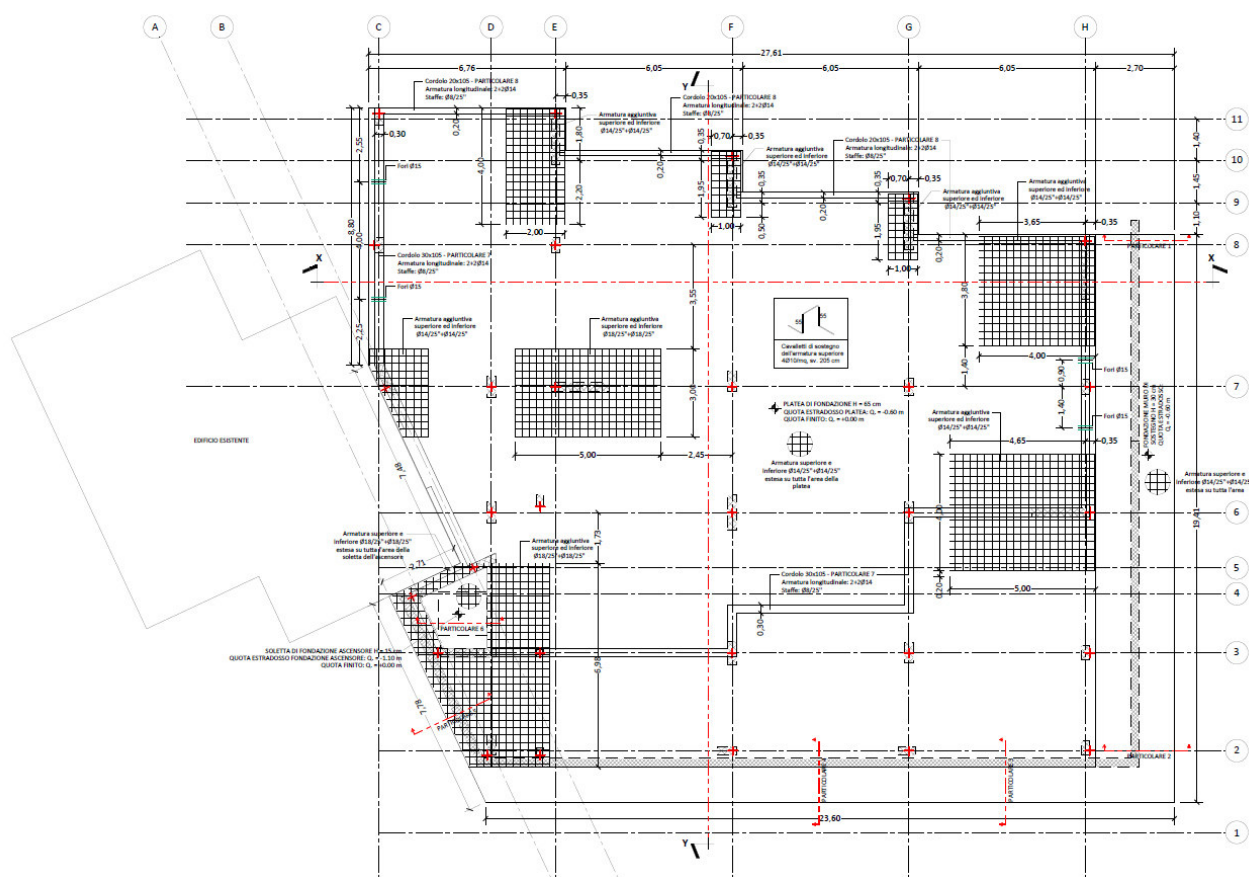


Figura 2 - Carpenteria di fondazione



RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

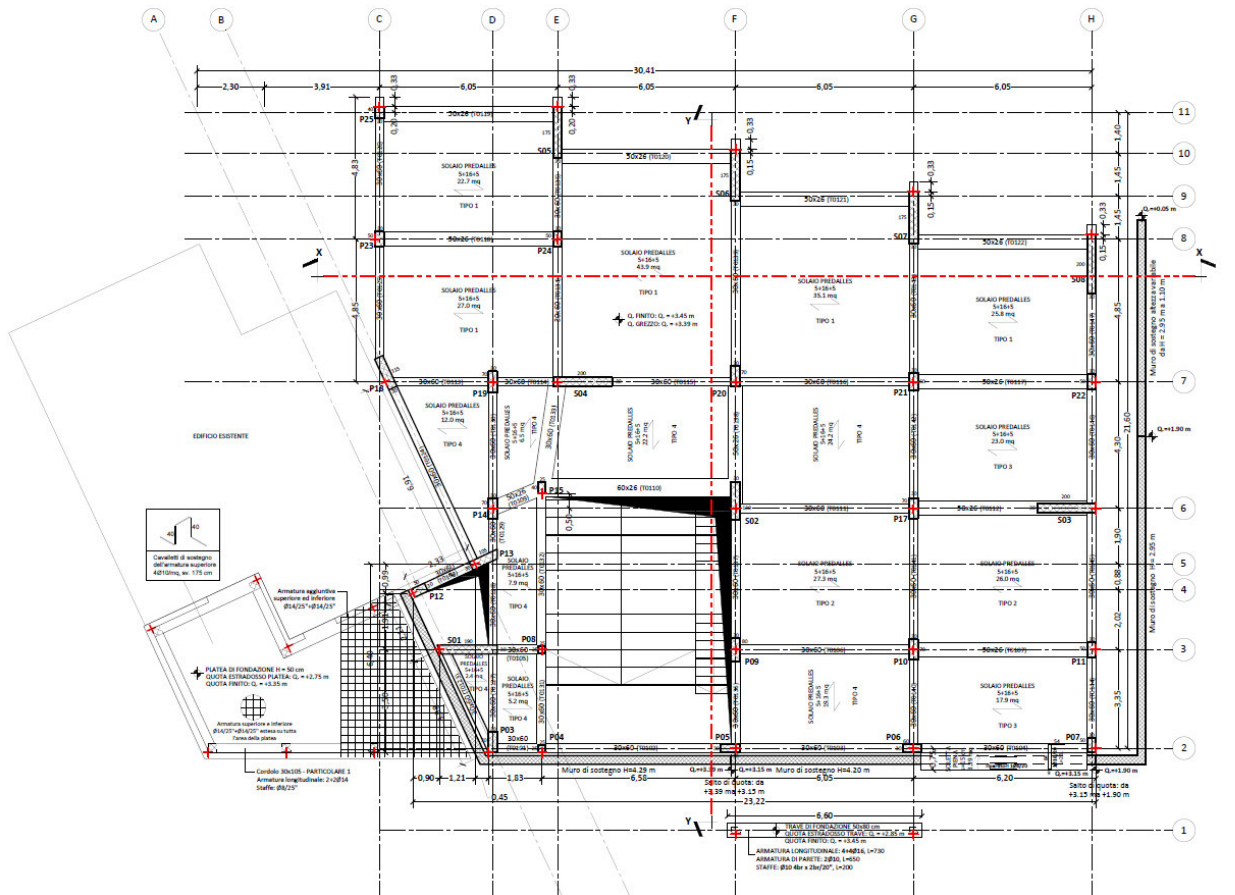


Figura 3 - Carpenteria Piano Primo

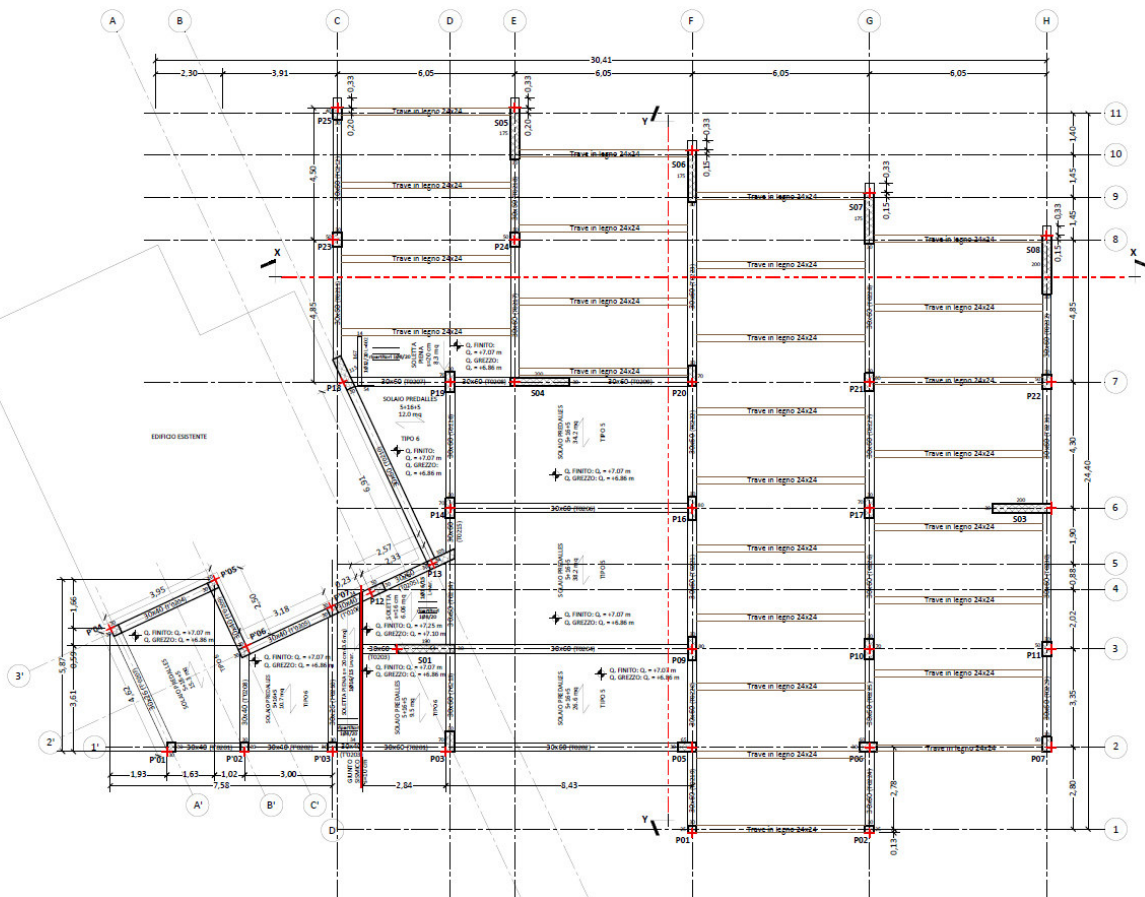


Figura 4 - Carpenteria di copertura

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

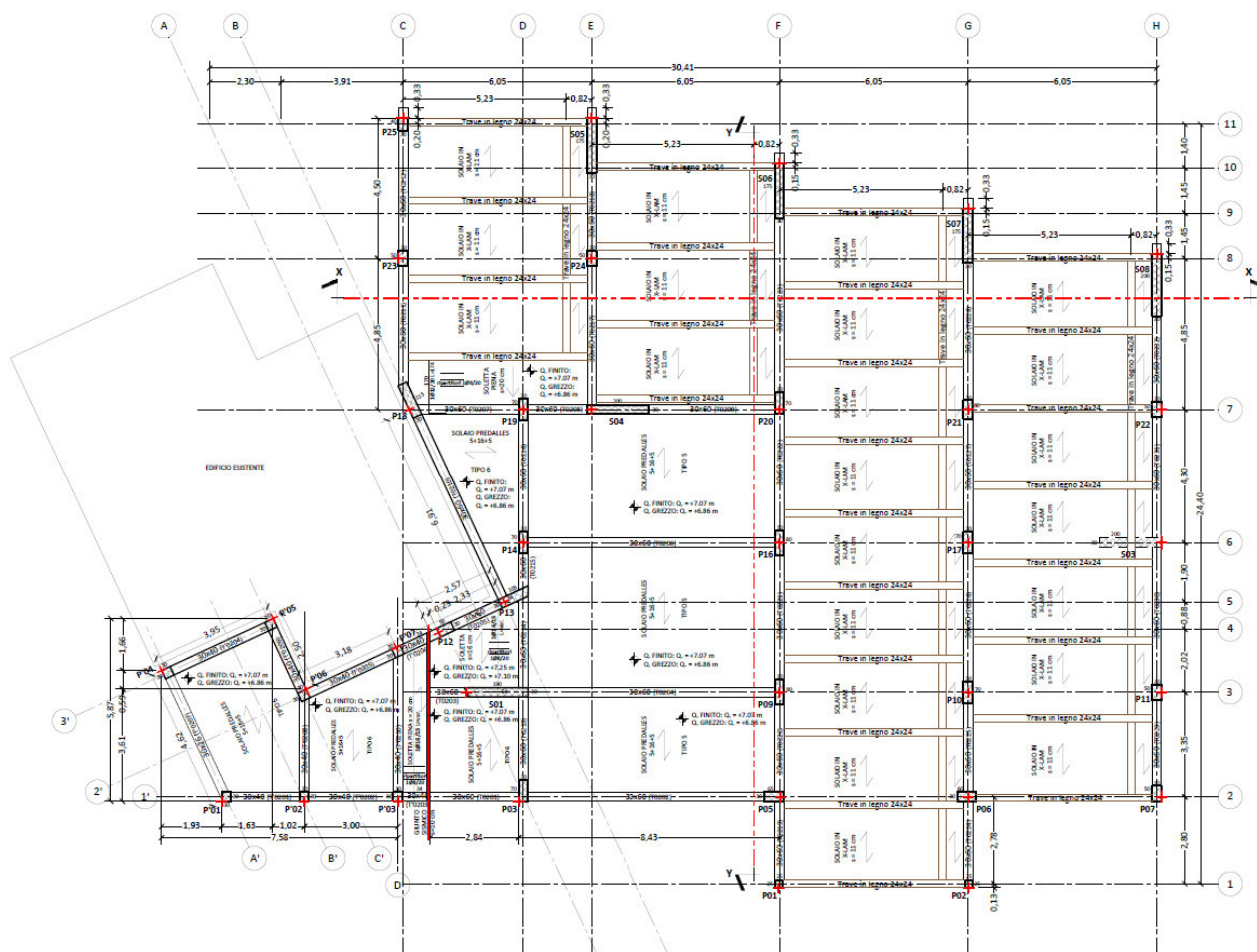


Figura 5 – Carpenteria di Copertura Q. = +8.71 m

La modellazione è stata condotta al fine di analizzare la tipologia costruttiva e quindi mostrare la fattibilità dell'opera secondo le scelte effettuate.

### 3. CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

Le sollecitazioni agenti sulla struttura sono dovute al peso proprio, all'azione sismica e ai carichi permanenti e accidentali, la loro valutazione è stata eseguita mediante i metodi derivanti dalla Scienza delle Costruzioni. Più precisamente, sono state ritenute valide le ipotesi di base della teoria tecnica della trave per quanto riguarda gli elementi monodirezionali (travi e pilastri) e quelle della teoria tecnica di lastre o piastre per gli elementi bidirezionali (lastre e piastre); si è proceduto ad un calcolo agli elementi finiti per la valutazione degli stati tensionali nelle parti strutturali discretizzando le stesse in elementi "beam", "shell" o "mesh" ed utilizzando un modello tridimensionale analizzato mediante il software dedicato ENEXSYS ( Ditta produttrice: En.Ex.Sys. s.r.l. - Via Tizzano 46/2 - Casalecchio di Reno, Bologna – N° di serie 2003GMSRVZ e 2003GMSRV1 versione 2016 048).

Nella progettazione sviluppata sono stati considerati i seguenti obiettivi:

- **Sicurezza**

Le soluzioni progettuali sono state studiate in modo da garantire la massima sicurezza nel rispetto delle Norme, considerando il carattere della struttura. Alla struttura viene quindi richiesto di resistere alla forza d'urto del sisma, ciò significa che è stata posta particolare attenzione non solo agli elementi portanti, ma anche a quelli non strutturali e impiantistici.

- **Prestazione statica in esercizio**

Sono state garantite le prestazioni statiche nonché la congruenza con i carichi e le esigenze funzionali derivanti dallo sviluppo dei progetti architettonici ed impiantistici.

- **Prestazione in caso di sisma**

L'azione sismica è stata determinata secondo i criteri descritti nelle NTC 2018 e relativa circolare applicativa. La progettazione ha avuto il duplice scopo di garantire la capacità delle strutture di sostenere le azioni sismiche di progetto e di assicurare il mantenimento della funzionalità strutturale e impiantistica.

- **Prestazione in caso di incendio**

La progettazione svolta garantisce la capacità dell'edificio di sostenere i carichi di incendio identificati nelle vigenti normative. In particolare, il progetto è stato svolto tenendo conto di un REI 60.

- **Igienicità**

Le scelte progettuali sono state fatte considerando tale aspetto e, in particolare, hanno avuto tra gli obiettivi quello di contribuire a garantire l'igiene negli ambienti puliti, in particolare evitando o limitando il più possibile superfici che favoriscano il ristagno della polvere, fessurazioni estese, emissioni di umidità o polveri dalle superfici strutturali, emissione di gas dalle strutture sotto carico di incendio, etc.

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

- **Coordinamento con le altre discipline**

Nella progettazione delle strutture sono state debitamente considerate interrelazioni con le altre discipline del progetto, con le condizioni dei manufatti esistenti e le esigenze di funzionalità in fase di cantiere.

- **Flessibilità**

La progettazione strutturale svolta ha tenuto conto dell'esigenza di realizzare una struttura con il più elevato grado di flessibilità possibile, così da limitare i vincoli a futuri adeguamenti dei layout.

- **Durabilità**

Le prescrizioni dei materiali e dei componenti strutturali sono state fatte in modo da massimizzarne la durabilità, e conseguentemente ridurre al minimo gli oneri di manutenzione. A tal proposito è stata definita la Vita Nominale della struttura, considerato un valore della stessa non minore di 50 anni. Ciò ha comportato la necessità di prevedere tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture, in considerazione dell'ambiente in cui l'opera dovrà vivere e dei cicli di carico a cui sarà sottoposta. A tale scopo sono state definite le diverse classi di esposizione per i diversi elementi strutturali in calcestruzzo armato, prevedendo, sulla base dell'ambiente in cui sono poste, le possibili cause di degrado. Sulla base delle classi di esposizione così individuate sono stati fissati i parametri che maggiormente sono coinvolti nei processi di degrado del materiale: massimo rapporto acqua/cemento, minimo dosaggio di cemento, minimo spessore del copriferro e minima classe di resistenza. La qualità del materiale prescritto e le dimensioni degli elementi sono progettati per garantire tali obiettivi. Per le strutture della fondazione, è previsto l'utilizzo in classe di esposizione "XC2" (UNI EN 206-1) e per assicurare una adeguata protezione alle barre di armatura è stato progettato un ricoprimento di 50 mm, ampiamente maggiore del minimo da normativa. Per le strutture in elevazione è previsto invece l'utilizzo in classe di esposizione "XC3" (UNI EN 206-1) e per assicurare una adeguata protezione delle barre di armatura è stato progettato un ricoprimento di 30 mm per travi, pilastri e pareti, 25 mm per solai e solette, valori anch'essi maggiori dei minimi da normativa. Mentre per la durabilità delle opere lignee è stata posta particolare attenzione nell'isolamento di queste dai possibili fattori esterni che ne potrebbero causare il degrado.

La costruzione soggetta alle azioni statiche e sismiche sarà progettata in accordo ai seguenti comportamenti strutturali:

- a) Comportamento strutturale non dissipativo, SLE: gli effetti sono calcolati senza tener conto delle non linearità di comportamento (di materiale e geometriche).
- b) Comportamento strutturale dissipativo, SLU: gli effetti sono calcolati, in funzione della tipologia strutturale adottata, tenendo conto delle non linearità di comportamento (di materiale sempre, geometriche quando rilevanti e comunque sempre quando precisato).

Gli elementi strutturali di fondazione sono dimensionati sulla base delle sollecitazioni ad essi trasmesse dalla struttura sovrastante, con gli accorgimenti previsti dalla normativa vigente, tenendo conto che questi devono avere comportamento non dissipativo, indipendentemente dal comportamento attribuito alla struttura su di esse gravante.



RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

Le verifiche di resistenza del terreno sono state effettuate in base alle classiche teorie della geotecnica relative alla portanza dei terreni, cioè tenendo conto dei termini attritivi, coesivi e di confinamento come caratteristiche resistenti da confrontare con le sollecitazioni scaricate.

## 4. PRESCRIZIONI SUI MATERIALI

### 4.1. Elementi strutturali in cemento armato

#### 4.1.1. Calcestruzzo non armato per sottofondazioni

Calcestruzzo “a prestazione” (UNI EN 206-1) confezionato con sabbia naturale o artificiale, per frantumazione di pietra calcarea, priva di materie organiche e di adeguata granulometria, con ghiaia ben assortita a spigoli vivi e con acqua limpida, dolce, esente da cloruri e da solfati. Il calcestruzzo dovrà avere le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione a 28 gg.  $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$  (C12/15).

#### 4.1.2. Calcestruzzo armato per elementi di fondazione e opere di sostegno

Calcestruzzo “a prestazione” (UNI EN 206-1) confezionato con sabbia naturale o artificiale, per frantumazione di pietra calcarea, priva di materie organiche e di adeguata granulometria, con ghiaia ben assortita a spigoli vivi e con acqua limpida, dolce, esente da cloruri e da solfati. Il calcestruzzo dovrà avere le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione a 28 gg.  $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$  (C25/30).
- Inerte in tre classi granulometriche in accordo alle UNI 8520 parte 2 categoria A o B con diametro massimo: 30 mm per gli elementi di fondazione e 25 mm per i muri controterra.
- Rapporto acqua/cemento massimo 0,60.
- Classe di consistenza allo scarico (UNI EN 206-1): S4.
- Tipo e classe di resistenza del cemento (UNI ENV 197/1): CEM II/B-M – Classe di resistenza 42,5R, cemento portland composito - pozzolanico.

Per la struttura in oggetto è previsto l'utilizzo in classe di esposizione “XC2” (UNI EN 206-1); per assicurare una adeguata protezione alle barre di armatura deve essere garantito un ricoprimento di 50 mm per gli elementi di fondazione, tenendo conto che la vita nominale della struttura è  $\geq 50$  anni. Si considera invece un ricoprimento di 30 mm per i muri controterra, ad eccezione della fondazione di cui è previsto un ricoprimento di 40 mm. È inoltre vietata qualsiasi aggiunta di acqua in cantiere, il raggiungimento della prescritta lavorabilità deve essere assicurato con l'eventuale aggiunta di additivo fluidificante.

#### 4.1.3. Calcestruzzo per le strutture in elevazione

Calcestruzzo “a prestazione” (UNI EN 206-1) confezionato con sabbia naturale o artificiale, per frantumazione di pietra calcarea, priva di materie organiche e di adeguata granulometria, con ghiaia ben assortita a spigoli vivi e con acqua limpida, dolce, esente da cloruri e da solfati. Il calcestruzzo dovrà avere le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione a 28 gg.  $R_{ck} \geq 45 \text{ N/mm}^2$  (C35/45).
- Diametro massimo dell'inerte 15 mm.
- Rapporto acqua/cemento massimo 0,55.

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

- Classe di consistenza allo scarico (UNI EN 206-1): S4.
- Tipo e classe di resistenza del cemento (UNI ENV 197/1): CEM II/A-M – Classe di resistenza 42.5R, cemento portland composito.

Per la struttura in oggetto è previsto l'utilizzo in classe di esposizione "XC3" (UNI EN 206-1); per assicurare una adeguata protezione alle barre di armatura deve essere garantito un ricoprimento di 30 mm per travi, pilastri e pareti, 25 mm per i solai e solette, tenendo conto che la vita nominale della struttura è  $\geq 50$  anni. È inoltre vietata qualsiasi aggiunta di acqua in cantiere, il raggiungimento della prescritta lavorabilità deve essere assicurato con l'eventuale aggiunta di additivo fluidificante.

#### 4.1.4. Acciaio per barre di armatura

Acciaio per c.a. ad aderenza migliorata del tipo B450C (ex FeB44k), saldabile, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza a snervamento:  $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ .
- Resistenza a rottura:  $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$ .
- Allungamento uniforme al carico massimo:  $(A_{gt})_k \geq 7,5\%$ .

Dato l'impiego in zona sismica si richiede, inoltre, che l'acciaio rispetti i seguenti limiti:

$$\left(\frac{f_y}{f_{y,nom}}\right)_k \leq 1,25 \qquad 1,15 \leq \left(\frac{f_t}{f_y}\right)_k \leq 1,35$$

Inoltre, considerando un coefficiente parziale di sicurezza pari a  $\gamma_s = 1,15$  (§4.1.2.1.1.3) si ottiene:

- Resistenza a snervamento di progetto:  $f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$ .

#### 4.1.5. Prescrizioni relative alle strutture di fondazione e di elevazione

- Controlli di accettazione in cantiere per le barre d'armatura (§11.3.2.12):

Essi devono essere eseguiti in ragione di 3 campioni ogni 30 t di acciaio impiegato della stessa classe proveniente dallo stesso stabilimento o Centro di Trasformazione, anche se con forniture successive. I campioni devono essere ricavati da barre di uno stesso diametro o della stessa tipologia (in termini di diametro e dimensioni) per reti e tralicci, e recare il marchio di provenienza. I valori di resistenza ed allungamento di ciascun campione, accertati in accordo con il §11.3.2.3, da eseguirsi comunque prima della messa in opera del prodotto riferiti ad uno stesso diametro, devono essere compresi fra i valori massimi e minimi riportati nelle tabelle 11.3.VII a) e 11.3.VII b), rispettivamente per barre, reti e tralicci.

- Qualità dei componenti:

La sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine.

La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a 16-20 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche vanno accuratamente

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

lavate. Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose né gelive, dovrà essere privo di impurità od elementi in decomposizione.

In definitiva gli inerti dovranno essere lavati ed esenti da corpi terrosi ed organici. Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume. L'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere potabile, priva di sali (cloruri e solfuri).

Potranno essere impiegati additivi fluidificanti o superfluidificanti per contenere il rapporto acqua/cemento mantenendo la lavorabilità necessaria.

a) Prescrizione per inerti:

Sabbia viva 0-7 mm, pulita, priva di materie organiche e terrose; sabbia fino a 30 mm (70mm per fondazioni), non geliva, lavata; pietrisco di roccia compatta.

Assortimento granulometrico in composizione compresa tra le curve granulometriche sperimentali:

- passante al vaglio di mm 16 = 100%
- passante al vaglio di mm 8 = 88-60%
- passante al vaglio di mm 4 = 78-36%
- passante al vaglio di mm 2 = 62-21%
- passante al vaglio di mm 1 = 49-12%
- passante al vaglio di mm 0.25 = 18-3%

● Prescrizione per il disarmo:

Indicativamente: pilastri 3-4 giorni; solette modeste 10-12 giorni; travi, archi 24-25 giorni, mensole 28 giorni.

Per ogni porzione di struttura, il disarmo non può essere eseguito se non previa autorizzazione della Direzione Lavori.

● Provini da prelevarsi in cantiere:

Viene prescritto il controllo di tipo A, riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m<sup>3</sup> e costituito da tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m<sup>3</sup> di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m<sup>3</sup> massimo di getto. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.

Devono essere rispettate le seguenti disuguaglianze:

- $R_{cm28} \geq R_{ck} - 3,5 \text{ N/mm}^2$ ;
- $R_{c,min} \geq R_{ck} - 3,5 \text{ N/mm}^2$ ;

in cui:

- $R_{cm28}$  è la resistenza media dei prelievi (N/mm<sup>2</sup>);
- $R_{c,min}$  è il minor valore di resistenza dei prelievi (N/mm<sup>2</sup>).

● Tolleranze di posa della misura dei copriferri utilizzati:

I copriferri prescritti per le strutture di fondazione e di elevazione si intendono comprensivi delle tolleranze di posa, assunte pari a 5 mm (p.to 4.4.1.3 EC2.3), in quanto si prevede l'impiego di

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

distanziatori che assicurano il copriferro, secondo le indicazioni di normative di comprovata validità.

## 4.2. Elementi strutturali in acciaio

Le caratteristiche dei materiali metallici impiegati dovranno corrispondere a quanto prescritto dal D.M. 17 Gennaio 2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni” e dalle Norme UNI-EN10025 “prodotti laminati a caldo di acciai non legati per impieghi strutturali”, che fissano le caratteristiche qualitative e le prove di accettazione dei materiali.

In particolare, dovranno essere impiegati materiali aventi le caratteristiche sottoindicate:

- per profilati, piatti e lamiere con spessori  $\geq 3$  mm e  $\leq 100$  mm:

acciaio tipo Fe 430 grado B secondo UNI-EN 10025 ovvero S 275J, secondo la notazione eurocodici, calmato:

- tensione di rottura a trazione:  $410 \text{ N/mm}^2 \leq f_t \leq 560 \text{ N/mm}^2$ ;
- tensione di snervamento:  $275 \text{ N/mm}^2 \leq f_y$ ;
- resilienza:  $KV \geq 27 \text{ J}$ ;
- allungamento % a rottura: per lamiere;  $\epsilon_t \geq 20$ ; per profilati e larghi piatti,  $\epsilon_t \geq 22$ .

- per i tubolari, le flange e i fazzoletti di irrigidimento delle colonne:

acciaio tipo S355J0 avente le seguenti caratteristiche:

- tensione di rottura a trazione:  $510 \text{ N/mm}^2 \leq f_t$ ;
- tensione di snervamento:  $355 \text{ N/mm}^2 \leq f_y$ ;

- Saldature:

I giunti saldati devono essere realizzati secondo i procedimenti all'arco elettrico codificati secondo ISO 4063; essi devono essere effettuati con elettrodi di qualità 3 o 4 secondo UNI 5132 e realizzati con accurata eliminazione di ogni difetto al vertice prima di effettuare la ripresa o la seconda saldatura.

I saldatori nei procedimenti manuali o semiautomatici dovranno essere qualificati secondo EN287-1 da ente terzo; gli operatori di procedimenti automatici dovranno essere qualificati secondo EN1418. Tutti i procedimenti di saldatura dovranno essere qualificati secondo EN2883. Sono richieste caratteristiche di duttilità, snervamento, resistenza e tenacità in zona fusa ed in zona termica alterata non inferiori a quelli del materiale base.

Nell'esecuzione delle saldature dovranno inoltre essere seguite le prescrizioni della EN 1011 punti 1 e 2 per gli acciai ferritici e della parte 3 per gli acciai inossidabili. Per la preparazione dei lembi si applicherà, salvo casi particolari, la EN 29692.

Le saldature saranno sottoposte a controlli non distruttivi finali per accertare la corrispondenza ai livelli di qualità stabiliti dal progettista nel corso del progetto esecutivo. L'entità ed il tipo di tali controlli, distruttivi e non distruttivi, in aggiunta a quello visivo al 100 per cento, saranno definiti dal progettista ed eseguiti sotto la responsabilità del direttore dei lavori, che potrà integrarli ed estenderli in base all'andamento dei lavori, ed accettati ed eventualmente integrati dal collaudatore. Ai fini dei controlli non distruttivi si possono usare metodi di superficie (ad esempio

## RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

liquidi penetranti o polveri magnetiche), ovvero metodi volumetrici (esempio raggi X o gamma o ultrasuoni). Per le modalità di esecuzione dei controlli ed i livelli di accettabilità si potrà fare riferimento alle prescrizioni della EN 12062. Tutti gli operatori che eseguiranno i controlli dovranno essere qualificati secondo EN 473 almeno di secondo livello.

- Bulloni:

I bulloni dei diametri nominali indicati sui disegni costruttivi dovranno essere composti come segue:

- Viti di classe 8.8;
- Dadi di classe 8;
- Rosette e piastrine in acciaio.

I bulloni devono essere conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968 e devono appartenere alle sottoclassi della norma UNI EN ISO 898-1:2001.

I bulloni ad attrito devono essere serrati secondo le coppie di serraggio previste dalla norma CNR-UNI10011.

- Tirafondi:

acciaio tipo S275 secondo UNI-EN 10025, (Fe 510 grado B calmato o semicalmato):

- tensione di rottura a trazione:  $410 \text{ N/mm}^2 \leq f_t \leq 560 \text{ N/mm}^2$ ;
- tensione di snervamento:  $275 \text{ N/mm}^2 \leq f_y$ ;
- resilienza:  $KV \geq 27 \text{ J}$ ;
- allungamento % a rottura: per lamiera,  $\epsilon_t \geq 20$  e per profilati e larghi piatti,  $\epsilon_t \geq 22$ .

### 4.3. Elementi strutturali in legno

Gli elementi strutturali in legno sono in classe di resistenza GL24h che secondo la UNI EN 1194 e la UNI EN 14080 risultano avere le seguenti caratteristiche meccaniche:

- |   |                                  |
|---|----------------------------------|
| - Resistenza caratteristica a flessione:                                  | $f_{m,k} = 24.00 \text{ MPa}$    |
| - Resistenza caratteristica a trazione parallela alla fibratura:          | $f_{t,0,k} = 16.50 \text{ MPa}$  |
| - Resistenza caratteristica a trazione perpendicolare alla fibratura:     | $f_{t,90,k} = 0.40 \text{ MPa}$  |
| - Resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibratura:      | $f_{c,0,k} = 24.00 \text{ MPa}$  |
| - Resistenza caratteristica a compressione perpendicolare alla fibratura: | $f_{c,90,k} = 2.70 \text{ MPa}$  |
| - Resistenza caratteristica a taglio:                                     | $f_{v,k} = 2.70 \text{ MPa}$     |
| - Resistenza caratteristica a taglio per "rolling shear":                 | $f_{v,r,k} = 1.00 \text{ MPa}$   |
| - Modulo elastico medio parallelo alle fibre:                             | $E_{0,mean} = 11.6 \text{ GPa}$  |
| - Modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre:                    | $E_{0,05} = 9.4 \text{ GPa}$     |
| - Modulo elastico medio perpendicolare alle fibre:                        | $E_{90,mean} = 0.39 \text{ GPa}$ |
| - Modulo di taglio medio:   | $G_{mean} = 0.72 \text{ GPa}$    |

#### **4.4. Connessioni per legno**

Le connessioni per il legno, le staffe, gli angolari e gli elementi di giunzione in acciaio saranno di tipo S235 JR UNI EN 10326 zincato aventi marcatura CE sulla base di ETAG15 e conformità ETA.

Le bullonerie e viterie per legno (HBS, VGS, KKF) dovranno essere almeno di classe 4.6 e i chiodi per il legno saranno di tipo Anker.

## 5. TIPOLOGIA COSTRUTTIVA E ANALISI STRUTTURALE

Come già sopra esposto, l'intervento prevede la demolizione e ricostruzione della nuova scuola primaria di Roccamalatina sita nel comune di Guiglia in provincia di Modena. L'edificio di due piani, con una superficie totale pari a circa 850 mq, verrà realizzato prevalentemente in c.a., ad eccezione di una porzione di copertura che verrà realizzata in legno.

Si riportano di seguito le considerazioni sugli elementi strutturali al fine del loro corretto dimensionamento:

- **STRUTTURE DI FONDAZIONE**

Le fondazioni saranno di tipo superficiale, costituite da una platea di adeguata dimensione e di altezza pari ad 65 cm. Per il solaio del piano seminterrato si prevede un pavimento galleggiante, per il passaggio degli impianti, con iglu di altezza pari a 35 cm e soletta superiore di spessore pari a 5 cm. Si riporta di seguito un esempio di tipologia di iglu.

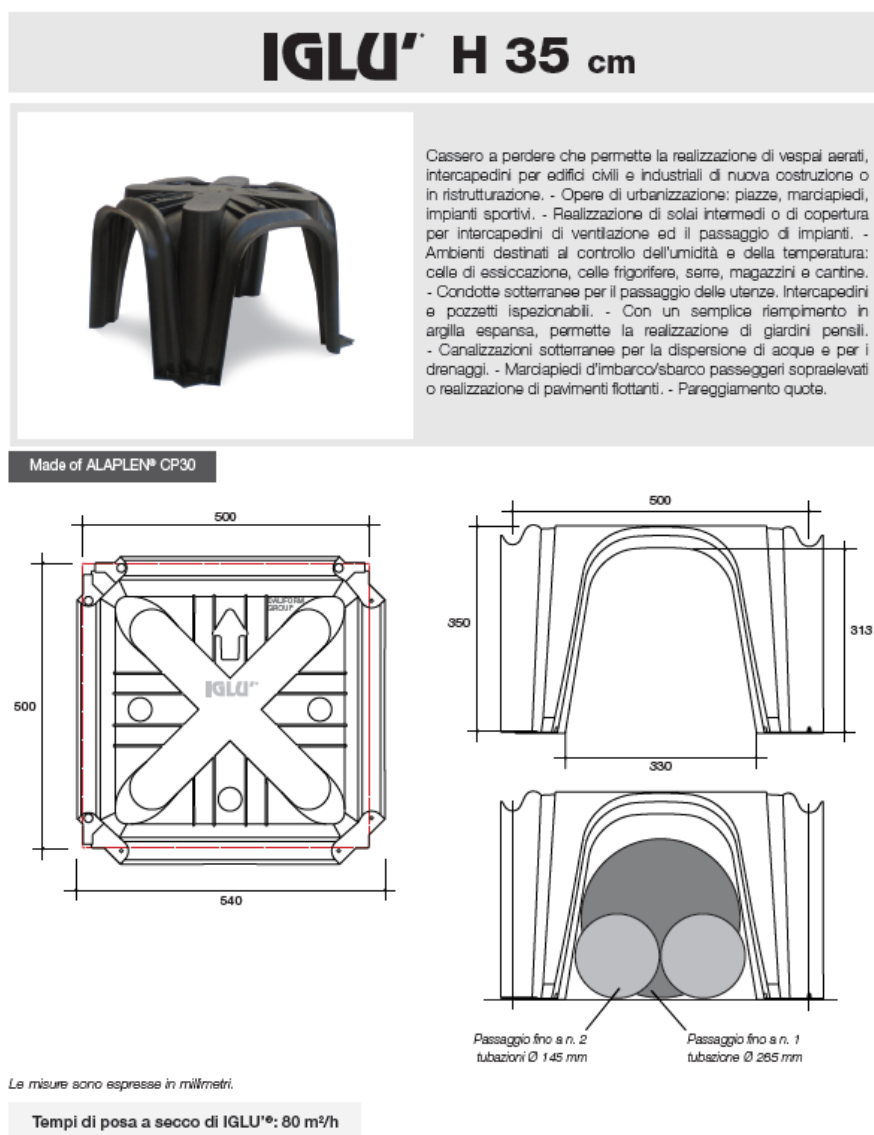


Figura 6 – Esempio di iglu per la realizzazione di vespaio aerato



RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

• STRUTTURA VERTICALI

Le dimensioni dei pilastri sono variabili, da un minimo di 30x40 cm ad un massimo di 30x115 cm, mentre i setti risultano di spessore pari a 30 cm e sviluppo tale da garantire requisiti di sicurezza e il rispetto delle Normative. I pilastri e i setti sono stati disposti secondo una maglia quadrata o rettangolare in accordo con le richieste architettoniche e impiantistiche.

• STRUTTURE ORIZZONTALI

Le travi sono di tipo calate, con sezioni prevalentemente di 30x60 cm, e a spessore di solaio nelle zone centrali.

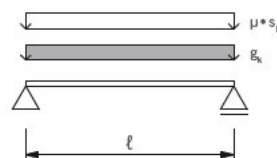
I solai di base saranno realizzati con un sistema di tipo aerato, mentre quelli di piano e di una parte della copertura saranno di tipo "Predalles" di spessore 5+16+5 cm e solette dello spessore di 20 cm. La restante parte dei solai di copertura sarà realizzata con travi/capriate in legno lamellare e pannelli in X-LAM a 3 strati (40-30-40) di spessore totale pari a 110 mm, predimensionati secondo la scheda seguente:

Secondo ETA-06/0138

ONORM EN 1995-1-1:2019 e ONORM B 1995-1-1:2019

ONORM EN 1995-1-2:2011 e ONORM B 1995-1-2:2011

Spessori minimi dei pannelli per le campate indicate



Carico permanente	Carico da neve sul tetto	CAMPATA DELLA TRAVE SU DUE APPOGGI $l$				
$g_{2,k}$	$s = \mu^* s_k$	3,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m	7,00 m
[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]					
0,50	1,00	3s 60 DL	3s 80 DL	3s 100 DL	3s 120 DL	5s 140 DL
	2,00		3s 90 DL	3s 120 DL	5s 140 DL	5s 160 DL
	3,00	3s 80 DL	3s 100 DL	5s 130 DL	5s 150 DL	5s 180 DL
	4,00		3s 110 DL	5s 140 DL	5s 170 DL	5s 200 DL
	5,00	3s 90 DL	3s 120 DL	5s 150 DL	5s 180 DL	
	6,00		5s 130 DL	5s 160 DL	5s 200 DL	7ss 220 DL
	7,00	3s 100 DL	5s 140 DL	5s 170 DL	7ss 200 DL	7ss 240 DL
1,00	1,00		3s 90 DL	3s 100 DL	5s 140 DL	5s 160 DL
	2,00	3s 80 DL	3s 100 DL	3s 120 DL	5s 150 DL	5s 180 DL
	3,00		3s 110 DL	5s 140 DL	5s 160 DL	5s 200 DL
	4,00	3s 90 DL	3s 120 DL	5s 150 DL	5s 180 DL	7ss 200 DL
	5,00			5s 160 DL	5s 190 DL	7ss 220 DL
	6,00	3s 100 DL	5s 140 DL	5s 170 DL		
	7,00			5s 180 DL	7ss 200 DL	7ss 240 DL
1,50	1,00		3s 90 DL	3s 120 DL	5s 150 DL	5s 180 DL
	2,00	3s 80 DL	3s 100 DL	5s 130 DL	5s 160 DL	5s 190 DL
	3,00		3s 110 DL	5s 140 DL	5s 170 DL	5s 200 DL
	4,00	3s 90 DL	3s 120 DL	5s 150 DL	5s 180 DL	7ss 220 DL
	5,00	3s 100 DL	5s 130 DL	5s 160 DL	5s 200 DL	
	6,00		5s 140 DL	5s 170 DL	7ss 200 DL	7ss 240 DL
	7,00	3s 110 DL		5s 180 DL	7ss 210 DL	
2,00	1,00		3s 100 DL	5s 130 DL	5s 160 DL	5s 200 DL
	2,00	3s 80 DL	3s 110 DL	5s 140 DL	5s 170 DL	
	3,00	3s 90 DL		5s 150 DL	5s 180 DL	7ss 200 DL
	4,00		3s 120 DL	5s 160 DL	5s 200 DL	7ss 220 DL
	5,00	3s 100 DL		5s 170 DL		
	6,00		5s 140 DL		7ss 200 DL	7ss 240 DL
	7,00	3s 110 DL		5s 180 DL	7ss 210 DL	
2,50	1,00		3s 110 DL	5s 140 DL	5s 170 DL	7ss 200 DL
	2,00	3s 80 DL	3s 120 DL	5s 150 DL	5s 180 DL	
	3,00	3s 90 DL		5s 160 DL	5s 190 DL	7ss 220 DL
	4,00		5s 130 DL	5s 160 DL	5s 200 DL	
	5,00	3s 100 DL	5s 140 DL	5s 170 DL	7ss 200 DL	7ss 240 DL
	6,00	3s 110 DL	5s 150 DL	5s 180 DL	7ss 220 DL	7ss 260 DL
	7,00			5s 190 DL		

R 0

R 30

R 60

R 90

R 120

Figura 7 – Predimensionamento del solaio di copertura in X-LAM

## 7. PRESTAZIONI DI PROGETTO, CLASSE DELLA STRUTTURA, VITA UTILE E PROCEDURE DI QUALITÀ

Le prestazioni della struttura e le condizioni per la sua sicurezza sono state individuate considerando il tipo della struttura, il suo uso e le possibili conseguenze di azioni anche accidentali; particolare rilievo è stato dato alla sicurezza delle persone. Risulta così definito l'insieme degli stati limite riscontrabili nella vita della struttura ed è stato accertato, in fase di dimensionamento, che essi non siano superati.

Altrettanta cura è stata posta per garantire la durabilità della struttura, con la consapevolezza che tutte le prestazioni attese potranno essere adeguatamente realizzate solo mediante opportune procedure da seguire non solo in fase di progettazione, ma anche di costruzione, manutenzione e gestione dell'opera. Per quanto riguarda la durabilità si sono presi tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture, in considerazione dell'ambiente in cui l'opera dovrà vivere e dei cicli di carico a cui sarà sottoposta. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

In fase di costruzione saranno attuate severe procedure di controllo sulla qualità, in particolare per quanto riguarda materiali, componenti, lavorazione, metodi costruttivi.

Saranno seguiti tutte le indicazioni previste nelle vigenti "Norme Tecniche per le Costruzioni".

I principali parametri di calcolo adottati per tutte le strutture oggetto della presente progettazione risultano:

- Opera ordinaria con Vita Nominale  $V_N \geq 50$  anni
- Classe d'Uso III:  $C_U = 1.5$
- Periodo di riferimento per l'azione sismica:  $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.5 = 75$  anni

## 8. ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONE DELLE AZIONI

La valutazione delle azioni sulle strutture, ovvero i carichi statici, l'azione della neve, l'azione del vento e l'azione sismica, è effettuata conformemente al D.M. 17-01-2018.

In particolare, l'azione sismica è stata applicata alle strutture in conformità alle disposizioni delle vigenti normative per il sito in esame tenendo conto delle sue coordinate geografiche ed è stata calcolata mediante analisi dinamica modale. Il carico del vento è stato, invece, calcolato solamente per il dimensionamento degli elementi lignei mentre per la struttura in c.a. si trascura.

## 8.1. Azione della neve

### 3.4 AZIONI DELLA NEVE

#### 3.4.1 CARICO DELLA NEVE SULLE COPERTURE

$$q_s = q_{sk} \mu_i C_E C_t$$

$q_s$	valore di riferimento del carico della neve al suolo, di cui al § 3.4.2
$\mu_i$	coefficiente di forma della copertura, di cui al § 3.4.3
$C_E$	coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.4
$C_t$	coefficiente termico di cui al § 3.4.5

#### 3.4.2 VALORE DI RIFERIMENTO DEL CARICO DELLA NEVE AL SUOLO

Località:

Modena

Zona di carico della neve:

Zona I - Mediterranea

Altitudine di riferimento:

$a_s = 490$  m

Valore di riferimento del carico della neve al suolo:

$q_{sk} = 2.244$  kN/m<sup>2</sup>

Tempo di ritorno di riferimento:

$T_R = 50$  anni

Coefficiente per l'adattamento del carico delle neve al suolo al variare di  $T_R$ :

$\alpha_R = 1.000$  -

Valore di riferimento del carico della neve al suolo al variare di  $T_R$ :

$q_{sn} = 2.244$  kN/m<sup>2</sup>

#### 3.4.4 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Tab. 3.4.I - Valori di  $C_E$  per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	$C_E$
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0.9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1.0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1.1

Topografia:

Normale

Coefficiente di esposizione:

$C_E = 1.0$  -

#### 3.4.5 COEFFICIENTE TERMICO

Coefficiente termico:

$C_t = 1.0$  -

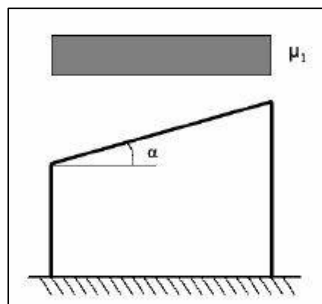
#### 3.4.3 COEFFICIENTE DI FORMA DELLE COPERTURE

##### 3.4.3.1 GENERALITA'

Tab. 3.4.II - Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_i$	0.8	$0.8 (60-\alpha)/30$	0.0

##### 3.4.3.1 COPERTURA AD UNA FALDA



Angolo di inclinazione della falda rispetto all'orizzontale:

$\alpha = 0$  °

Coefficiente di forma:

$\mu_i = 0.80$  -

Carico della neve sulla copertura:

$q_s = 1.80$  kN/m<sup>2</sup>

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

Si riporta inoltre il carico neve attribuito alle zone di copertura in cui si potrà verificare un accumulo.

#### 4 CARICO NEVE SULLA COPERTURA E COMBINAZIONI DI CARICO

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/m}^2\text{])} = \mu_s q_{sk} C_E C_t$$

$\mu_s$  (coefficiente di forma)

$q_{sk}$  (valore caratteristico della neve al suolo [kN/m<sup>2</sup>])

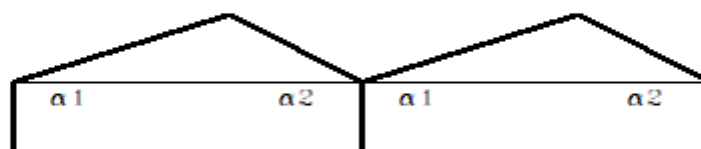
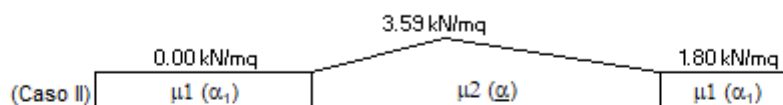
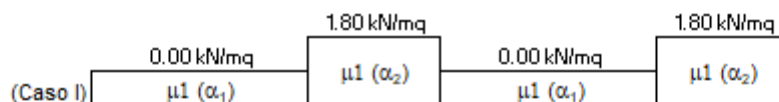
$C_E$  (coefficiente di esposizione)

$C_t$  (coefficiente termico)

##### 4.1 Combinazione per il caso di copertura a più falde

Per il calcolo si considera solo la più gravosa delle tre condizioni di carico, di seguito calcolate.

$\alpha_1$ (inclinazione falda)	70 [deg]	$\mu_1 (\alpha_1)$	0.00
$\alpha_2$ (inclinazione falda)	20 [deg]	$\mu_1 (\alpha_2)$	0.80
$\underline{\alpha}$ (inclinazione media, accumulo neve)	45 [deg]	$\mu_2 (\underline{\alpha})$	1.60



Caso I: Carico da neve depositata in assenza di vento

Caso II: Carico da neve depositata in presenza di vento

La seconda combinazione corrisponde alla condizione di accumulo locale in una sola valle della copertura. Particolare attenzione dovrà essere prestata per la scelta del coefficiente di forma  $\mu_2$  quando entrambe le falde hanno inclinazione superiore a 60°.

Si utilizza quindi un carico neve pari a 3,60 kN/m<sup>2</sup> per le zone di accumulo e 1,80 kN/m<sup>2</sup> nelle restanti zone.

## 8.2. Analisi dei carichi statici

### SOLAIO DI BASE

Sovraccarico PERMANENTE: $G_2$				3.60 kN/m <sup>2</sup>
- Pavimento galleggiante				2.48 kN/m <sup>2</sup>
- Massetto	4 cm	x	16 kN/m <sup>3</sup>	0.64 kN/m <sup>3</sup>
- Pavimento in grès	2 cm	x	18 kN/m <sup>3</sup>	0.36 kN/m <sup>2</sup>
- Isolamento	12 cm	x	1 kN/m <sup>3</sup>	0.12 kN/m <sup>2</sup>

Sovraccarico ACCIDENTALE - Cat. C-C1	3.00 kN/m <sup>2</sup>
--------------------------------------	------------------------

### SOLAIO DI INTERPIANO AULE

PESO PROPRIO: $G_1$				4.00 kN/m <sup>2</sup>
- Solaio 'Predalles' h=26 cm				4.00 kN/m <sup>2</sup>

Sovraccarico PERMANENTE: $G_2$				1.40 kN/m <sup>2</sup>
- Controsoffitto e impianti				0.40 kN/m <sup>2</sup>
- Massetto	4 cm	x	16 kN/m <sup>3</sup>	0.64 kN/m <sup>2</sup>
- Pavimento in grès	2 cm	x	18 kN/m <sup>3</sup>	0.36 kN/m <sup>2</sup>

Sovraccarico ACCIDENTALE - Cat. C-C1	3.00 kN/m <sup>1</sup>
--------------------------------------	------------------------

### SOLAIO DI INTERPIANO CORRIDOI

PESO PROPRIO: $G_1$				4.00 kN/m <sup>2</sup>
- Solaio 'Predalles' h=26 cm				4.00 kN/m <sup>2</sup>

Sovraccarico PERMANENTE: $G_2$				1.40 kN/m <sup>2</sup>
- Controsoffitto e impianti				0.40 kN/m <sup>2</sup>
- Massetto	4 cm	x	16 kN/m <sup>3</sup>	0.64 kN/m <sup>2</sup>
- Pavimento in grès	2 cm	x	18 kN/m <sup>3</sup>	0.36 kN/m <sup>2</sup>

Sovraccarico ACCIDENTALE - Cat. C	4.00 kN/m <sup>1</sup>
-----------------------------------	------------------------

### SOLAIO DI COPERTURA INCLINATA IN LEGNO

Sovraccarico PERMANENTE: $G_2$				1.22 kN/m <sup>2</sup>
- Pannello X-Lam s = 11 cm	11 cm	x	5.5 kN/m <sup>3</sup>	0.61 kN/m <sup>2</sup>
- Listelli in legno				0.15 kN/m <sup>2</sup>
- Isolamento	16 cm	x	1 kN/m <sup>3</sup>	0.16 kN/m <sup>2</sup>
- Riverclack				0.10 kN/m <sup>2</sup>
- Pannelli fotovoltaici				0.20 kN/m <sup>2</sup>

Sovraccarico VARIABLE - ACCUMULO NEVE: $Q_k$	4.00 kN/m <sup>2</sup>
--	------------------------

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

**SOLAIO DI COPERTURA IN C.A.**

<b>PESO PROPRIO: <math>G_1</math></b>			<b>4.00 kN/m<sup>2</sup></b>
- Solaio 'Predalles' h=26 cm			4.00 kN/m <sup>2</sup>

<b>Sovraccarico PERMANENTE: <math>G_2</math></b>			<b>0.86 kN/m<sup>2</sup></b>
- Listelli in legno			0.15 kN/m <sup>2</sup>
- Listelli in legno per pendenza			0.25 kN/m <sup>3</sup>
- Isolamento	16 cm	x	1 kN/m <sup>3</sup>
- Riverclack			0.10 kN/m <sup>2</sup>
- Pannelli fotovoltaici			0.20 kN/m <sup>2</sup>

<b>Sovraccarico VARIABLE - ACCUMULO NEVE: <math>Q_k</math></b>	<b>3.00 kN/m<sup>2</sup></b>
--	------------------------------

**TAMPONATURA ESTERNA**

<b>Sovraccarico PERMANENTE: <math>G_2</math></b>			<b>2.36 kN/m<sup>2</sup></b>
- Laterizi alveolari	30 cm	x	5.80 kN/m <sup>3</sup>
- Isolante in EPS	10 cm	x	0.15 kN/m <sup>3</sup>
- Intonaco esterno e interno	3 cm	x	20.00 kN/m <sup>3</sup>

<b>Peso Tamponatura (H = 3.15 m)</b>	<b>7.42 kN/m</b>
<b>Peso Tamponatura zone finestrate (H = 3.15 m)</b>	<b>5.93 kN/m</b>

**TAMPONATURA ESTERNA CON RIVESTIMENTO IN PIETRA**

<b>Sovraccarico PERMANENTE: <math>G_2</math></b>			<b>7.26 kN/m<sup>2</sup></b>
- Laterizi alveolari	30 cm	x	5.80 kN/m <sup>3</sup>
- Isolante in EPS	10 cm	x	0.15 kN/m <sup>3</sup>
- Lastra di cartongesso interna	1.25 cm	x	8.00 kN/m <sup>3</sup>
- Pietra di recupero	20 cm	x	27.00 kN/m <sup>3</sup>

<b>Peso Tamponatura (H = 3.15 m)</b>	<b>22.85 kN/m</b>
--------------------------------------	-------------------

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

## 8.3. Azione del vento

### 3.3 AZIONE DEL VENTO

#### 3.3.1 VELOCITÀ BASE DI RIFERIMENTO

$$V_b = V_{b,0} \cdot c_a$$

$V_{b,0}$	velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione
$c_a$	coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:
	- $c_a = 1$ per $a_s \leq a_0$
	- $c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m
$a_0, k_s$	parametri forniti nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione
$a_s$	altitudine di riferimento sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione

VALORI DEI PARAMETRI:  $V_{b,0}, a_0, k_s$

Località in cui sorge la costruzione:

Emilia Romagna

**Tab. 3.3.I - Valori dei parametri  $V_{b,0}, a_0, k_s$**

Zona	Descrizione	$V_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0.40
2	Emilia Romagna	25	750	0.45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0.37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0.36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0.40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0.36
7	Liguria	28	1000	0.54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0.50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0.32

Zona:

Velocità base di riferimento al livello medio del mare:

Parametro  $a_0$ :

Parametro  $k_s$ :

$V_{b,0}$	=	25	m/s
$a_0$	=	750	m
$k_s$	=	0.45	-

VELOCITÀ BASE DI RIFERIMENTO:  $V_b$

Altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione:

Coefficiente di altitudine:

$a_s$	=	490	m
$c_a$	=	1.00	-

Velocità base di riferimento:

$V_b$	=	25.0	m/s
-------	---	------	-----

#### 3.3.2 VELOCITÀ DI RIFERIMENTO

$$V_r = V_b \cdot c_r$$

$V_b$	velocità base di riferimento, di cui al § 3.3.1
$c_r$	coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto $T_R$

Tempo di ritorno di progetto:

Coefficiente di ritorno:

$T_R$	=	50	anni
$c_r$	=	1.00	-

Velocità di riferimento:

$V_r$	=	25.0	m/s
-------	---	------	-----

### 3.3.6 PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

$v_r$	velocità di riferimento del vento di cui al § 3.3.2	
$\rho$	densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a	1.25 kg/m <sup>3</sup>

Pressione cinetica di riferimento:  $q_r = 0.391 \text{ kN/m}^2$

### 3.3.7 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

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

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

$k_r, z_0, z_{min}$	assegnati in Tab. 3.3. In funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione
$c_t$	coefficiente di topografia, posto generalmente pari a 1.00

### CATEGORIE DI ESPOSIZIONE

Distanza dalla costa: = 106 km

**Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno**

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni, ...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa) b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prove di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).)

Descrizione dell'area su cui sorge la costruzione:

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

Classe di rugosità del terreno:

**C**

**Categoria di esposizione:**

III

VALORI DEI PARAMETRI:  $K_r$ ,  $z_0$  e  $z_{min}$

Parametro  $K_r$ :
$$K_r = 0.20$$
Parametro  $z_0$ :
$$z_0 = 0.10$$
Parametro  $z_{\min}$ :
$$Z_{\min} = 5$$

COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE:  $K_r$ ,  $z_0$  e  $z_{min}$

Altezza sul suolo del punto considerato (non maggiore di 200 m):  $z = 9.15$  m

$$z = 9.15 \text{ m}$$

**Coefficiente di esposizione:**

$C_p = 1.71$  -

### 3.3.4 PRESSIONE DEL VENTO

$$\mathbf{p} = \mathbf{q}_r \mathbf{c}_e \mathbf{c}_n \mathbf{c}_d$$

$q_r$	pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6	
$c_e$	coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7	
$c_p$	coefficiente di pressione di cui al § 3.3.8	
$c_d$	coefficiente dinamico di cui al § 3.3.9, posto generalmente pari ad	1.00

Essendo la copertura formata da falde multiple con inclinazione subverticale di una delle due, si è considerato il *caso b)*, previsto dal §C3.3.8.1.6. delle NTC2018, come riferimento per il



RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

calcolo dell'azione del vento. Inoltre, si trascura l'azione tangenziale in copertura date le dimensioni ridotte della struttura.

DIREZIONE PERPENDICOLARE AL COLMO					
+X_+0.20			+X_-0.30		
CASO b)	p [kN/m <sup>2</sup> ]		CASO b)	p [kN/m <sup>2</sup> ]	
	Comb 1	Comb 2		Comb 1	Comb 2
Primo tratto	-0.490	0.045	Primo tratto	-0.156	0.379
Secondo tratto	-0.419	-0.401	Secondo tratto	-0.085	-0.067
Tratti successivi	-0.347	-0.401	Tratti successivi	-0.013	-0.067

DIREZIONE PERPENDICOLARE AL COLMO			
-X_+0.20		-X_-0.3	
CASO b)	p [kN/m <sup>2</sup> ]	CASO b)	p [kN/m <sup>2</sup> ]
	Comb 1		Comb 1
Primo tratto	-0.764	Primo tratto	-0.430
Secondo tratto	-0.638	Secondo tratto	-0.304
Tratti successivi	-0.512	Tratti successivi	-0.178

DIREZIONE PARALLELA AL COLMO			
±Y_+0.20		±Y_-0.3	
CASO b)	p [kN/m <sup>2</sup> ]	CASO b)	p [kN/m <sup>2</sup> ]
	Comb 1		Comb 1
Fascia sopravento	-0.868	Primo tratto	-0.534
Restanti zone	-0.623	Secondo tratto	-0.289

PARETI VERTICALI			
-X_+0.20		-X_-0.3	
	p [kN/m <sup>2</sup> ]		p [kN/m <sup>2</sup> ]
	Comb 1		Comb 1
Sopravento	0.359	Sopravento	0.693
Laterali	-0.665	Laterali	-0.331
Sottovento	-0.383	Sottovento	-0.049

### 3.3.5 AZIONE TANGENTE DEL VENTO

$$p_f = q_r \cdot c_e \cdot c_f$$

- $q_r$  pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6  
 $c_e$  coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7  
 $c_f$  coefficiente d'attrito di cui al § 3.3.8

Tab. C3.3.XIX - Valori del coefficiente d'attrito

Superficie	Coefficiente d'attrito $c_f$
Liscia (acciaio, cemento a faccia liscia..)	0.01
Scabra (cemento a faccia scabra, catrame..)	0.02
Molto scabra (ondulata, costolata, piegata..)	0.04

Superficie:

Molto scabra (ondulata, costolata, piegata..)

Coefficiente d'attrito:

$c_f$  = 0.04 -

Azione tangente del vento:

$p_f$  = 0.03 kN/m<sup>2</sup>

## 8.4. Azione sismica (NTC2018 §3.2)

Si è condotta l'analisi dell'intero complesso edilizio, facendo riferimento alle coordinate del sito dove sarà realizzato.

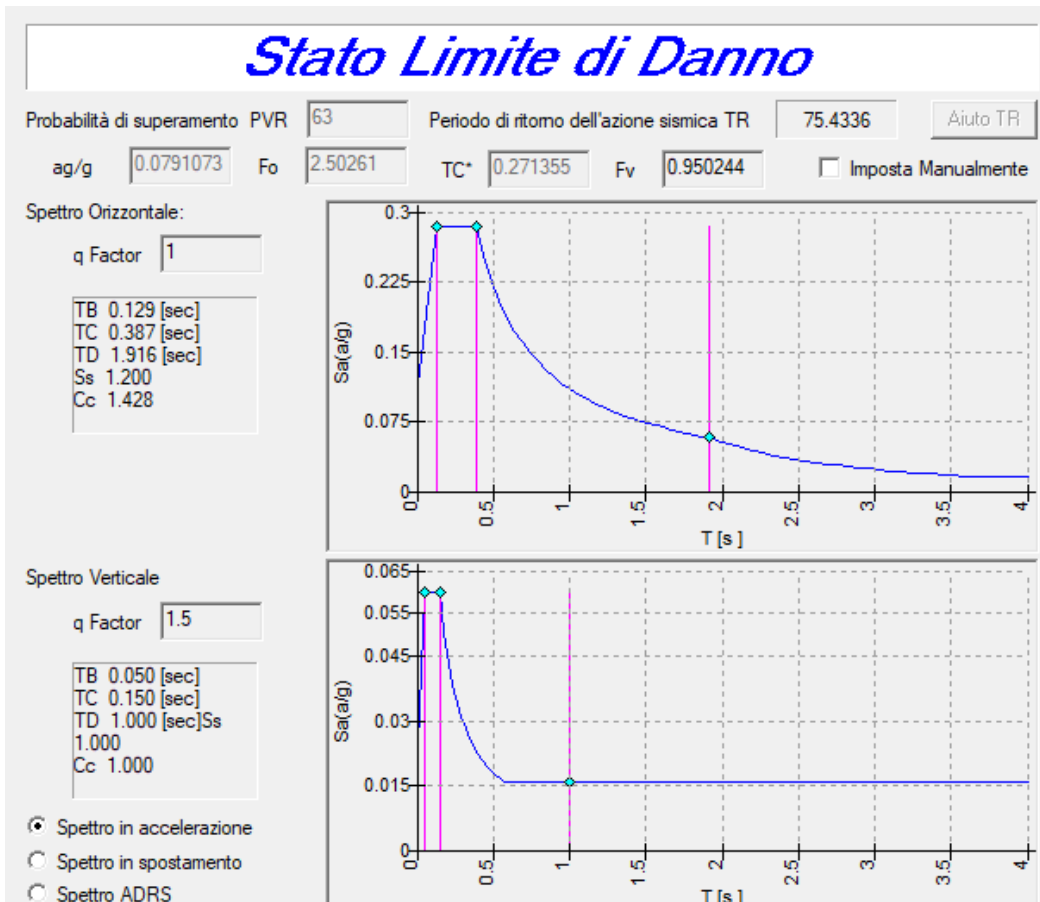
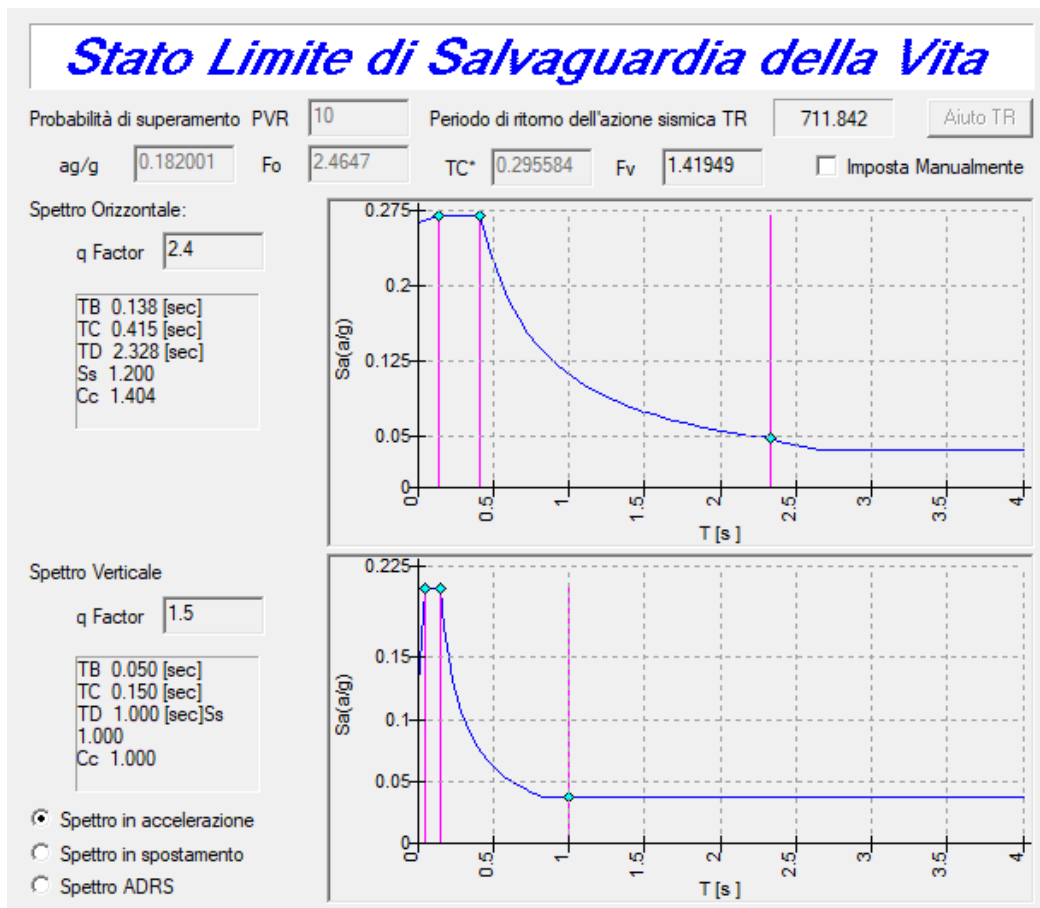
Nello studio di risposta sismica locale si è dimostrato come si possa far riferimento, per il calcolo dell'input sismico, agli spettri elastici in accelerazione definiti dalle NTC2018, come riscontrabile nella Relazione Geologica.

Ubicazione	Guiglia MO
Latitudine	44.4294
Longitudine	10.9581
<input type="checkbox"/> Usa un'interpolazione bilineare sul reticolo al posto di quella (pesata) proposta dalla norma	
<div> <div>Lista dei comuni Italiani</div> <div>Localizza con Google Map</div> </div>	

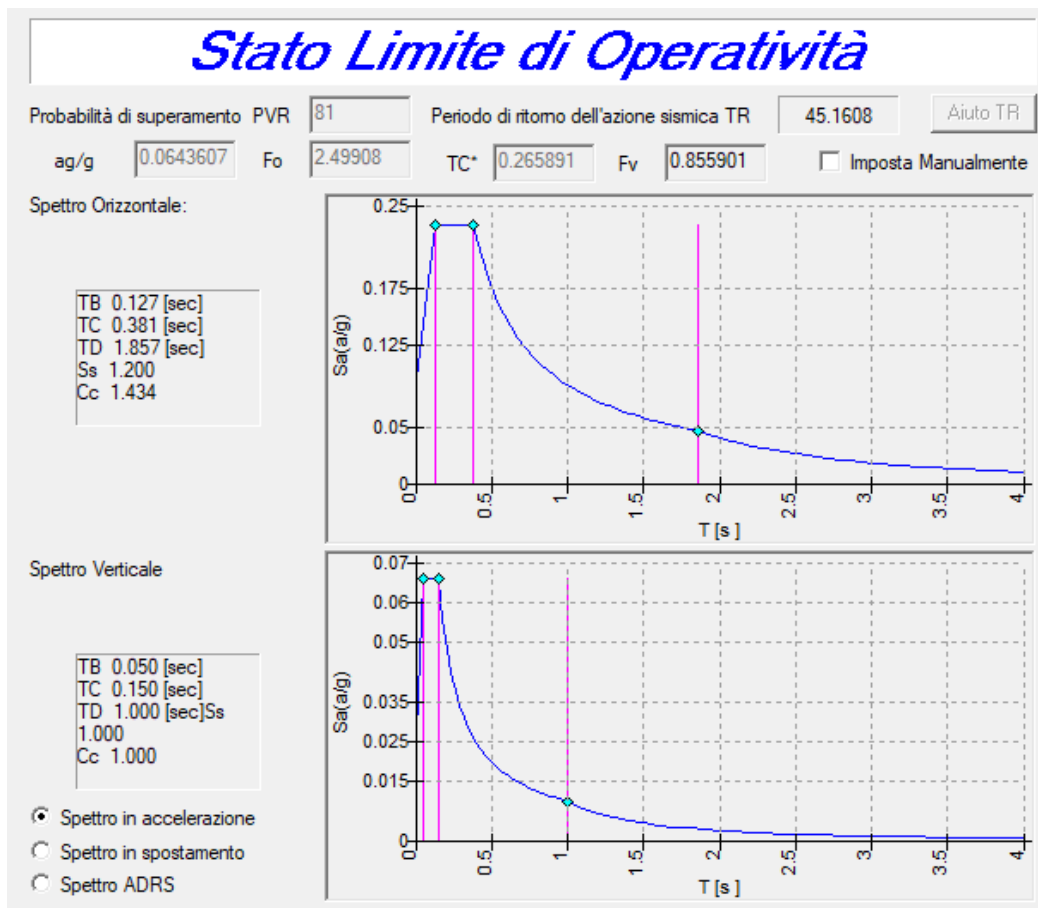
### 8.4.1. Corpo scuola

Tipo di suolo:	B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consi		
Condizioni Topografiche	T3 - Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i$		
Coefficiente di amplificazione topografica ST	1.2		
Vita Nominale	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza ( $\geq 50$ anr)		
Vita nominale della struttura VN (anni)	50		
Classe d'Uso	III Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente		
Coefficiente d'uso CU	1.5		
Classe di duttilita' della struttura:	<input checked="" type="radio"/> CDB <input type="radio"/> CDA <input type="radio"/> Struttura Non Dissipativa		Help q factor
Fattore di struttura per sisma Orizzontale			
Kr	0.8	C SLV	3
Kw	1	C SLC	1
$\alpha_u/\alpha_1$	1	C SLD	1.25
$q_0 = C \alpha_u/\alpha_1$ $q = q_0 K_r K_w$		C SLO	1
		fattore di struttura q SLV	2.4
		fattore di struttura q SLC	1
		fattore di struttura q SLD	1
		fattore di struttura q SLO	1
Fattore di struttura per sisma Verticale			
fattore di struttura q		1.5	
Strutture isolate:			
<input type="checkbox"/> Abbatti lo spettro per $T > 0.8 T_{is}$ :		1.50 [s]	Smorzamento equivalente $\xi_{eq}$
			5
Esponente calcolo vulnerabilità:			
Esponente nella formula $T = (T_C/T_R)^a$		0.41	

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE



RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE



#### 8.4.2. Corpo servizi

Tipo di suolo:

Condizioni Topografiche

Coefficiente di amplificazione topografica ST

Vita Nominale

Vita nominale della struttura VN (anni)

Classe d'Uso

Coefficiente d'uso CU

Classe di duttilità della struttura: ☒ CDB ☐ CDA ☐ Struttura Non Dissipativa [Help q factor](#)

**Fattore di struttura per sisma Orizzontale**

Kr	<input type="text" value="1"/>	C SLV	<input type="text" value="1"/>	fattore di struttura q SLV	<input type="text" value="1"/>
Kw	<input type="text" value="1"/>	C SLC	<input type="text" value="1"/>	fattore di struttura q SLC	<input type="text" value="1"/>
$\alpha_w/\alpha_1$	<input type="text" value="1"/>	C SLD	<input type="text" value="1"/>	fattore di struttura q SLD	<input type="text" value="1"/>
$q_0 = C \alpha_w/\alpha_1$ $q = q_0 K_r K_w$		C SLO	<input type="text" value="1"/>	fattore di struttura q SLO	<input type="text" value="1"/>

**Fattore di struttura per sisma Verticale**

fattore di struttura q

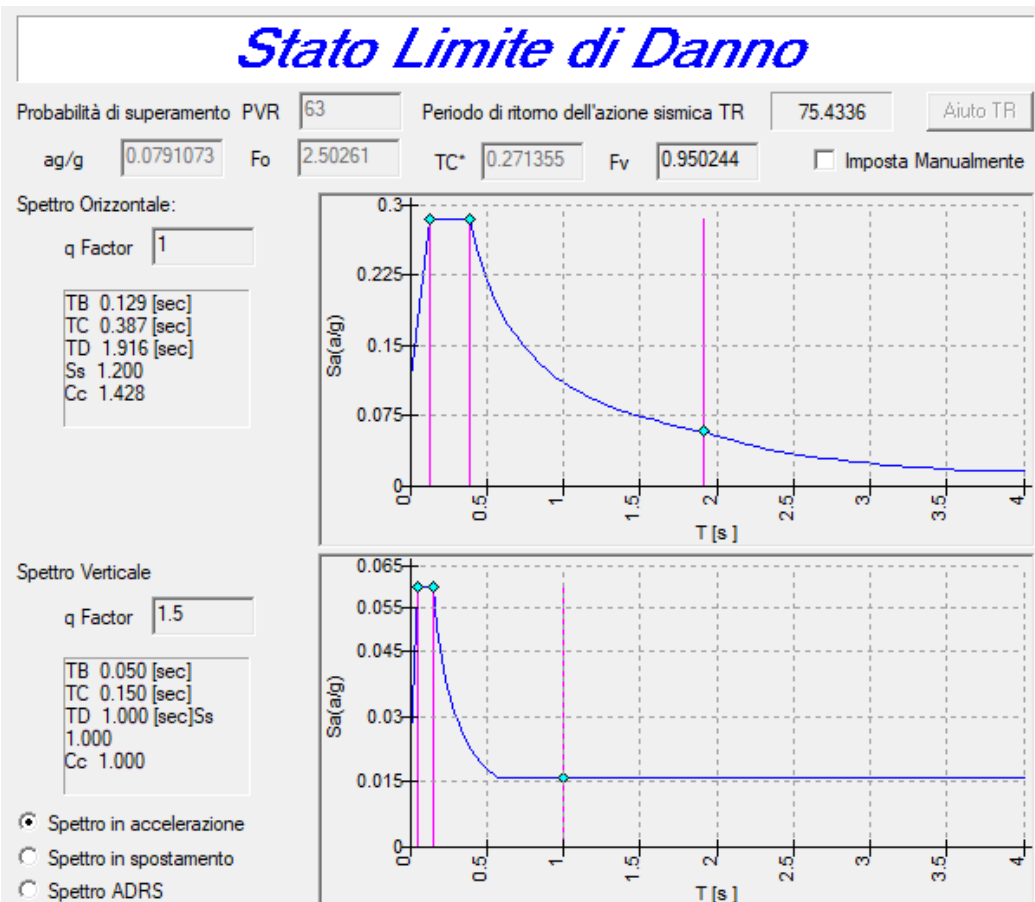
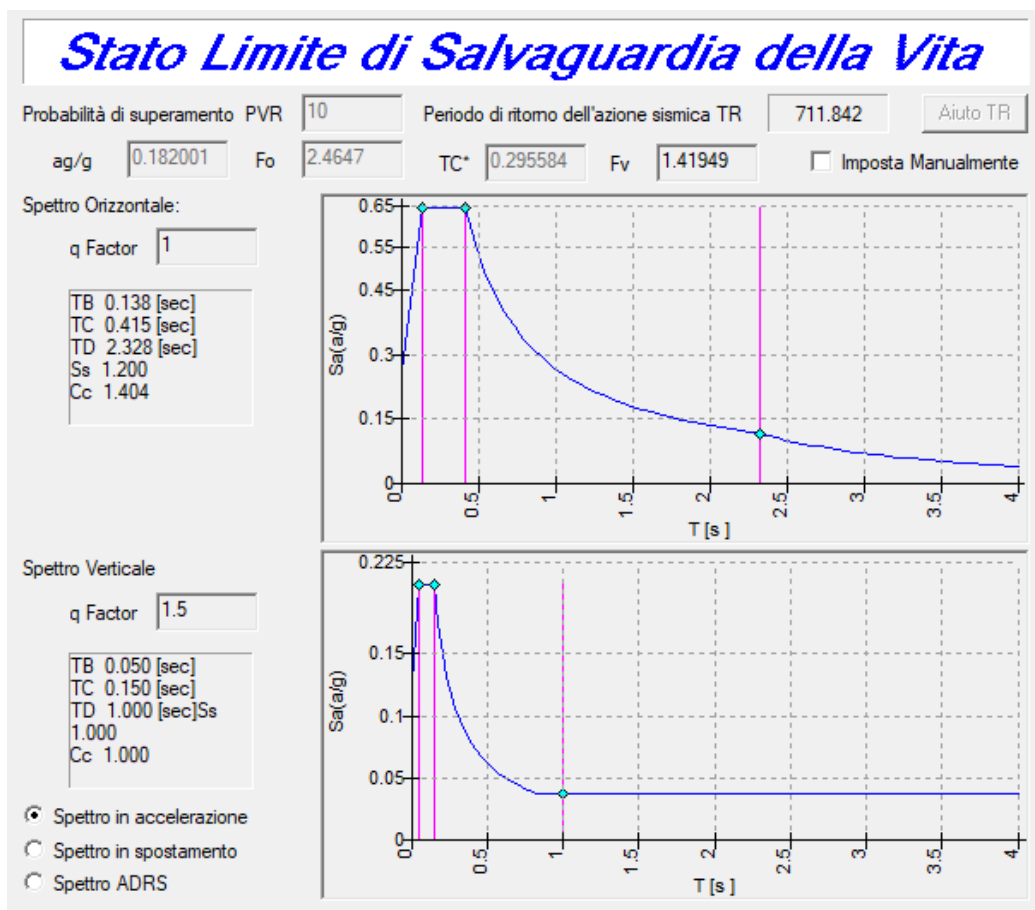
**Strutture isolate:**

☐ Abbatti lo spettro per  $T > 0.8 T_{is}$ :  Smorzamento equivalente  $\xi_{eq}$

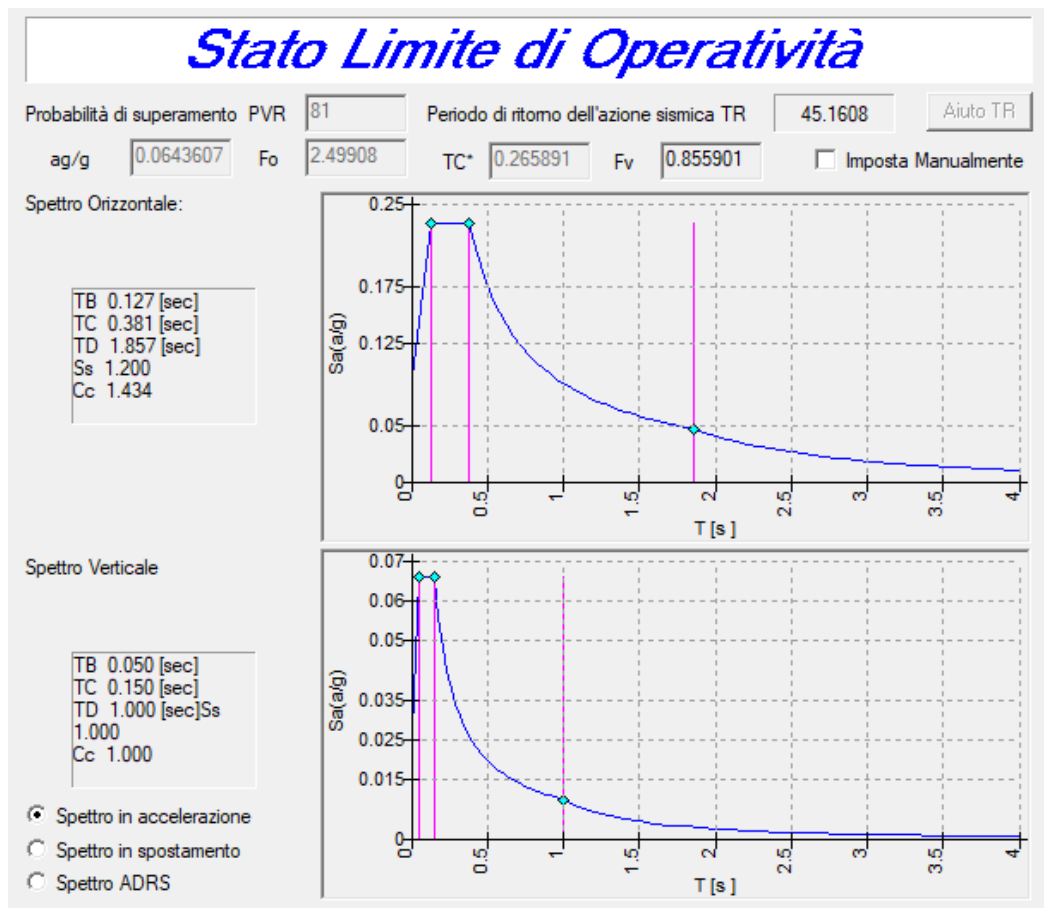
**Esponente calcolo vulnerabilità:**

Esponente nella formula  $T = (TC/TR)^a$

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE



RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE



## 9. COMBINAZIONE DI CARICO

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

- **Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):**

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

dove:

$G_k$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti

$P_k$  è il valore caratteristico della forza di precompressione

$Q_{k1}$  è il valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione

$Q_{kj}$  è il valore caratteristico dell'i-esima azione variabile

$\gamma_{Gi}$  è il coefficiente parziale pari ad 1.3 (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_P$  è il coefficiente parziale pari a 0.9 (1.2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza)

$\gamma_{Qj}$  è il coefficiente parziale pari a 1.5 (0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

- **Combinazione sismica (SLV):**

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

dove:

$E$  è il valore dell'azione sismica per lo stato limite in esame

$Q_k$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti

$P_k$  è il valore caratteristico delle azioni di precompressione

$Q_{kj}$  è il valore caratteristico delle azioni variabili, tra loro indipendenti

$\psi_{2j}$  è il coefficiente che fornisce il valore raro dell'azione variabile

- **Stato Limite di Danno (SLD):**

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo stato limite di danno, è stata combinata con le altre azioni mediante la seguente relazione:

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

dove:

$E$  è il valore dell'azione sismica per lo stato limite in esame

$Q_k$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti

$P_k$  è il valore caratteristico delle azioni di precompressione

$Q_{kj}$  è il valore caratteristico delle azioni variabili, tra loro indipendenti

$\psi_{2j}$  è il coefficiente che fornisce il valore raro dell'azione variabile

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

- **Stato Limite di Esercizio (SLE):**

Le combinazioni previste per gli SLE sono le seguenti:

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

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

- Combinazione quasi permanente (SLE), impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

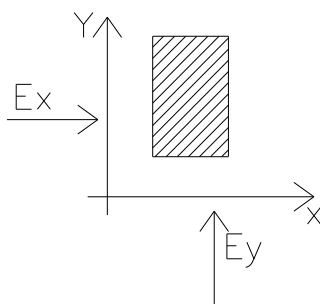
dove:

$\psi_{1j}$  è il coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattali di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

$\psi_{2j}$  è il coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

### 9.1. Combinazioni sismiche nei modelli di calcolo

Rappresentazione della direzione di ingresso del sisma di tutte le strutture:



Le direzioni di ingresso del sisma sono 4:

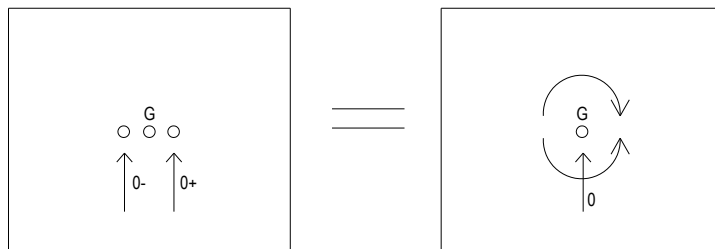
- Angolo 0°
- Angolo 90°
- Angolo 180°
- Angolo 270°

La normativa però prescrive di considerare una eccentricità accidentale del centro di massa non inferiore al 5% della dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Questo significa applicare per ogni direzione del sisma due momenti torcenti di piano (pari alla forzante di piano sismica moltiplicata per l'eccentricità).



## RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

Come si può notare dallo schema sotto, per ogni “angolo di direzione” di ingresso del sisma si avranno due differenti azioni, una che considera il torcente positivo e una che considera il torcente negativo. In totale si avranno perciò non 4 direzioni di ingresso ma 8 direzioni di ingresso. Queste direzioni di ingresso sono state poi opportunamente combinate tra loro come da normativa (es:  $E_x + 0.3 E_y$ ) e in totale per ogni stato limite considerato si avranno 16 combinazioni di carico.



NB: Ha senso spostare il centro di massa solo nei solai che vengono considerati infinitamente rigidi perché la massa è concentrata nel baricentro. (Non ha senso spostare un centro di massa che non è stato possibile definire, infatti nel caso di solai non rigidi la massa è concentrata in ogni nodo in base all'incidenza dei carichi).

## 10. ANALISI DEI MODELLI STRUTTURALI AGLI ELEMENTI FINITI

I calcoli sono stati condotti secondo i criteri della Scienza delle Costruzioni assumendo i carichi di normativa e valutando le sollecitazioni per via numerica. L'analisi strutturale viene eseguita per mezzo di un elaboratore elettronico dei dati utilizzando un codice di calcolo basato sul metodo degli elementi finiti, concettualmente riconducibile al metodo degli spostamenti. L'analisi di tipo numerico è stata realizzata mediante il programma di calcolo ENEXSYS (Ditta produttrice: En.Ex.Sys. s.r.l. - Via Tizzano 46/2 - Casalecchio di Reno, Bologna – N° di serie 2003GMSRVZ e 2003GMSRV1 versione 2016 048). È stata utilizzata un'analisi lineare dinamica nel rispetto delle norme indicate in precedenza. Le procedure di verifica adottate seguono il metodo di calcolo degli stati limite ultimo e di esercizio. Il solutore individua le sollecitazioni per ogni nodo e quindi i post processor nella verifica delle aste determinano le sollecitazioni per ogni sezione delle stesse.

La struttura e il suo comportamento sotto le azioni statiche e dinamiche sono state adeguatamente valutate e trasferite nel modello che si caratterizza per la sua impostazione completamente tridimensionale. A tal fine ai nodi strutturali possono convergere diverse tipologie di elementi, che corrispondono nel codice numerico di calcolo in altrettante tipologie di elementi finiti. Travi e pilastri, ovvero componenti in cui una dimensione prevale sulle altre due, vengono modellati con elementi “beam”, il cui comportamento può essere opportunamente perfezionato attraverso alcune opzioni quali quelle in grado di definire le modalità di connessione all'estremità. Eventuali elementi soggetti a solo sforzo normale possono essere trattati come elementi “truss” oppure con elementi “beam” opportunamente svincolati. Le pareti, le piastre, le platee ovvero in generale i componenti strutturali bidimensionali, con due dimensioni prevalenti sulla terza (lo spessore), sono stati modellati con elementi “shell” a comportamento flessionale e membranale. I vincoli con il mondo esterno vengono rappresentati con elementi in grado di definire le modalità

## RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

di vincolo e le rigidezze nello spazio. Questi elementi, coniugati con i precedenti, consentono di modellare i casi più complessi ma più frequenti di interazione con il terreno, realizzabile tipicamente mediante fondazioni, pali, platee nonché attraverso una combinazione di tali situazioni. Il comportamento del terreno è sostanzialmente rappresentato tramite una schematizzazione lineare alla Winkler, principalmente caratterizzabile attraverso una opportuna costante di sottofondo, che può essere anche variata nella superficie di contatto fra struttura e terreno e quindi essere in grado di descrivere anche situazioni più complesse. Nel caso dei pali il comportamento del terreno implica anche l'introduzione di vincoli per la traslazione orizzontale.

I parametri dei materiali utilizzati per la modellazione riguardano il modulo di Young, il coefficiente di Poisson, ma sono disponibili anche opzioni per ridurre la rigidezza flessionale e tagliente dei materiali per considerare l'effetto di fenomeni fessurativi nei materiali.

Il calcolo viene condotto mediante analisi lineare, ma vengono considerati gli effetti del secondo ordine e si può simulare il comportamento di elementi resistenti a sola trazione o compressione.

La presenza di diaframmi orizzontali, se rigidi, nel piano viene gestita attraverso l'impostazione di un'apposita relazione fra i nodi strutturali coinvolti, che ne condiziona il movimento relativo. Relazioni analoghe possono essere impostate anche fra elementi contigui.

Si ritiene che i modelli utilizzati siano rappresentativi del comportamento reale di ciascuna struttura. Sono stati inoltre valutati tutti i possibili effetti o le azioni anche transitorie che possano essere significative e avere implicazione per la struttura.

È stata impiegata un'analisi dinamica modale in campo lineare con adozione di spettro di risposta conforme al DM2018. Agli effetti del dimensionamento è stato quindi impiegato il metodo degli stati limite ultimo e di esercizio.

### 10.1. Gli elementi del modello numerico

- **I NODI**

La struttura è individuata da nodi riportati in coordinate. Ogni nodo possiede sei gradi di libertà, associati alle sei possibili deformazioni. I gradi di libertà possono essere liberi (spostamenti generalizzati incogniti), bloccati (spostamenti generalizzati corrispondente uguale a zero), di tipo slave o linked (il parametro cinematico dipende dalla relazione con altri gradi di libertà). Si può intervenire sui gradi di libertà bloccando uno o più gradi. I blocchi vengono applicate nella direzione della terna locale del nodo.

Le relazioni complesse creano un legame tra uno o più gradi di libertà di un nodo detto slave con quelli di un altro nodo detto master. Esistono tre tipi di relazioni complesse. Le relazioni di tipo link prescrivono l'uguaglianza tra gradi di libertà analoghi di nodi diversi. Specificare una relazione di tipo link significa specificare il nodo slave assieme ai gradi di libertà che partecipano al vincolo ed il nodo master. I gradi di libertà slave saranno eguagliati ai rispettivi gradi di libertà del nodo master.

La relazione di piano rigido prescrive che il nodo slave appartiene ad un piano rigido e quindi che i due spostamenti in piano e la rotazione normale al piano sono legati ai tre parametri di roto-traslazione rigida di un piano. Il Corpo rigido prescrive che il nodo slave fa parte di un corpo rigido

## RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

e tutti e sei i suoi gradi di libertà sono legati ai sei gradi di libertà posseduti dal corpo rigido (i gradi di libertà del suo nodo master).

- **I MATERIALI**

I materiali sono individuati da un codice specifico e descritti dal modulo di elasticità, dal coefficiente di Poisson, dal peso specifico, dal coefficiente di dilatazione termica.

- **LE SEZIONI**

Le sezioni sono individuate in ogni caso da un codice numerico specifico, dal tipo e dai relativi parametri identificativi. La simbologia adottata dal programma è la seguente:

- Rettangolare piena (Rp);
- Rettangolare cava (Rc);
- Circolare piena (Cp);
- Circolare cava (Cc);
- T (T.);
- T rovescia (Tr);
- L (L.);
- C (C.);
- C rovescia (Cr);
- Cassone (Ca);
- Profilo singolo (Ps);
- Profilo doppio (Pd);
- Generica (Ge).

- **I CARICHI**

I carichi agenti sulla struttura possono essere suddivisi in carichi nodali e carichi elementari. I carichi nodali sono forze e coppie concentrate applicate ai nodi della discretizzazione. I carichi elementari sono forze, coppie e sollecitazioni termiche.

I carichi in luce sono individuati da un codice numerico, da un tipo e da una descrizione. Sono previsti carichi distribuiti trapezoidali riferiti agli assi globali ( $f_x$ ,  $f_y$ ,  $f_z$ ,  $f_v$ ) e locali ( $f_x$ ,  $f_y$ ,  $f_z$ ), forze concentrate riferite agli assi globali (FX, FY, FZ, FV) o locali (Fx, Fy, Fz), momenti concentrati riferiti agli assi locali ( $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_z$ ), momento torcente distribuito riferito all'asse locale x ( $m_x$ ), carichi termici ( $t_x$ ,  $t_y$ ,  $t_z$ ), descritti con i relativi parametri identificativi, aliquote inerziali comprese, rispetto al riferimento locale. I carichi in luce possono essere attribuiti solo a elementi finiti del tipo trave o trave di fondazione.

- **GLI ELEMENTI FINITI**

La struttura può essere suddivisa in sottostrutture, chiamate gruppi.

- **ELEMENTO TRUSS (ASTA RETICOLARE)**

L'elemento truss (asta reticolare) rappresenta il modello meccanico della biella elastica. Possiede 2 nodi I e J e di conseguenza 12 gradi di libertà.

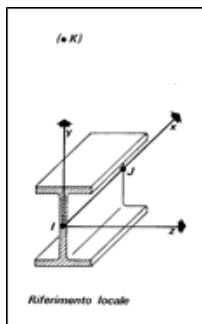
Gli elementi truss sono caratterizzati da 4 parametri fisici e geometrici ovvero:

1. A Area della sezione.

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

2. E Modulo elastico.
3.  $\rho$  Densità di peso (peso per unità di volume).
4.  $\alpha$  Coefficiente termico di dilatazione cubica.

I dati di input e i risultati del calcolo relativi all'elemento stesso sono riferiti alla terna locale di riferimento indicata in figura.



- ELEMENTO FRAME (TRAVE E PILASTRO, TRAVE DI FONDAZIONE)

L'elemento frame implementa il modello della trave nello spazio tridimensionale. È caratterizzato da due nodi principali I e J posti alle sue estremità ed un nodo geometrico facoltativo K che serve solamente a fissare univocamente la posizione degli assi locali.

L'elemento frame possiede 12 gradi di libertà.

Ogni elemento viene riferito a una terna locale destra x, y, z, come mostrato in figura. L'elemento frame supporta varie opzioni tra cui:

1. deformabilità da taglio (travi tozze);
2. sconnessioni totali o parziali alle estremità;
3. connessioni elastiche alle estremità;
4. offsets, ovvero tratti rigidi eventualmente fuori asse alle estremità;
5. suolo elastico alla Winkler nelle tre direzioni locali e a torsione.

L'elemento frame supporta i seguenti carichi:

1. carichi distribuiti trapezoidali in tutte le direzioni locali o globali;
2. sollecitazioni termiche uniformi e gradienti termici nelle due direzioni principali;
3. forza concentrata in tutte le direzioni locali o globali applicata in un punto arbitrario;
4. carichi generici mediante prescrizione delle reazioni di incastro perfetto.

I gruppi formati da elementi del tipo trave riportano, in ordine, i numeri dei nodi iniziale (I), finale (J) e di riferimento (K), la situazione degli svincoli ai nodi I e J (indicate in legenda eventuali situazioni diverse dall'incastro perfetto ad entrambi i nodi), i codici dei materiali e delle sezioni, la situazione di carico nelle otto possibili condizioni A, B, C, D, E, F, G, H: se è presente un numero, esso individua il coefficiente moltiplicativo del carico corrispondente.

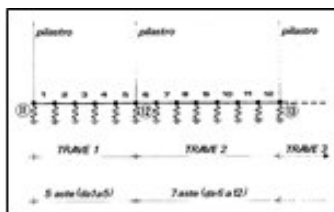
I gruppi relativi all'elemento trave di fondazione riportano informazioni analoghe; le condizioni di carico sono limitate a due (A e B); È indicata la caratteristica del suolo, la larghezza di contatto con il terreno e il numero di suddivisioni interne. Per la trave di fondazione il programma abilita automaticamente solo i gradi di libertà relativi alla rotazione intorno agli assi globali X, Y e alla traslazione secondo Z, bloccando gli altri gradi di libertà. Ogni trave di fondazione è suddivisa

## RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

in un numero adeguato di parti (aste). Ogni singola asta interagisce con il terreno mediante un elemento finito del tipo vincolo elastico alla traslazione verticale  $t_z$  convergente ai suoi nodi (vedi figura), il cui valore di rigidità viene determinato da programma moltiplicando la costante di sottofondo assegnata dall'utente per l'area di contatto con il terreno in corrispondenza del nodo.

I tipi di carichi ammessi sono solo di tipo distribuito  $f_z$ ,  $f_v$ ,  $f_y$ . Inoltre, accade che:

$V_i=V_f$ ;  $d_i=d_f=0$ , ovvero il carico è di tipo rettangolare esteso per tutta la lunghezza della trave.



### - ELEMENTO SHELL (GUSCIO)

L'elemento shell implementa il modello del guscio piatto ortotropo nello spazio tridimensionale. È caratterizzato da 3 o 4 nodi I, J, K ed L posti nei vertici e 6 gradi di libertà per ogni nodo. Il comportamento flessionale e quello membranale sono disaccoppiati.

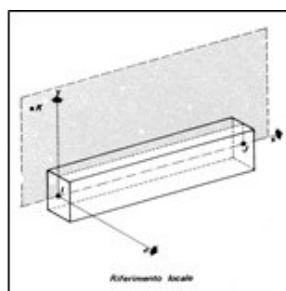
Gli elementi guscio/piastra si caratterizzano perché possono subire carichi nel piano ma anche ortogonali al piano ed essere quindi soggetti anche ad azioni flettenti e torcenti.

Gli elementi in esame hanno formalmente tutti i sei gradi di libertà attivi, ma non posseggono rigidità per la rotazione ortogonale al piano dell'elemento.

Nei gruppi shell definiti "platea" viene attuato il blocco di tre gradi di libertà,  $u_x$ ,  $u_y$ ,  $r_z$ , per tutti i nodi del gruppo.

Ogni gruppo può contenere uno o più elementi (max 1999). Ogni elemento viene definito da questi parametri:

1. elemento numero (massimo 1999 per ogni gruppo);
2. nodi di riferimento I, J, K, L;
3. spessore;
4. materiale;
5. pressioni e relative aliquote dinamiche;
6. temperatura;
7. gradiente termico;
8. carichi distribuiti e relative aliquote dinamiche.



RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

- ELEMENTO PLANE (STATO PIANO DI TENSIONE, STATO PIANO DI DEFORMAZIONE, ASSIALSIMMETRICO)

L'elemento plane implementa i modelli dell'elasticità piana nelle tre classiche varianti degli stati piani di tensione, di deformazione e dei problemi assialsimmetrici, per materiali ortotropi nello spazio bidimensionale. È caratterizzato da 3 o 4 nodi I, J, K, L posti nei vertici e 2 gradi di libertà per ogni nodo.

Gli elementi in stato piano di tensione, di deformazione o assialsimmetrici sono elementi piani quadrilateri (4 nodi) o triangolari (3 nodi) bidimensionali, caratterizzati da due dimensioni dello stesso ordine di grandezza, prevalenti sulla terza dimensione, che individua lo spessore. Vengono utilizzati per rappresentare strutture bidimensionali caricate nel piano: sono nulle le tensioni ortogonali al piano dell'elemento.

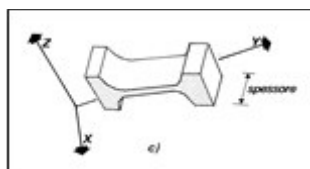
Gli elementi in Stato Piano di Deformazione sono elementi per cui è nulla la deformazione ortogonale al piano, ma non la tensione relativa. Vanno obbligatoriamente analizzati nel piano YZ e si assume uno sviluppo unitario sulla terza dimensione (lungo X). Hanno attivi i due gradi di libertà relativi agli spostamenti nel piano YZ.

Gli elementi Assialsimmetrici rappresentano solidi simmetrici, ottenuti per rotazione intorno all'asse verticale Z e simmetricamente caricati; sono individuati dalla loro sezione nel piano YZ. Anche gli elementi assialsimmetrici vanno studiati nel piano YZ e hanno attivi i gradi di libertà relativi agli spostamenti in questo piano.

Il programma analizza il loro comportamento per uno sviluppo angolare di un radiante.

Ogni gruppo può contenere uno o più elementi (max 1999). Ogni elemento viene definito con questi parametri:

1. numero elemento (massimo 1999 per gruppo);
2. nodi di riferimento I, J, K, L;
3. spessore;
4. materiale;
5. carichi (o pressioni) e relative aliquote dinamiche;
6. temperatura.



- ELEMENTO BOUNDARY (VINCOLO)

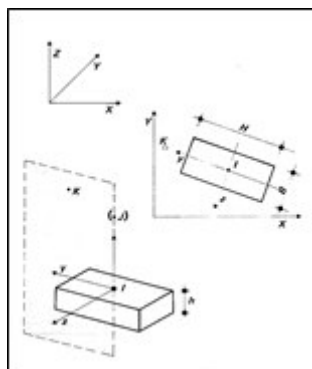
L'elemento boundary è sostanzialmente un elemento molla con rigidità assiale in una direzione specificata e rigidità torsionale attorno alla stessa direzione. È utile quando si vogliono determinare le reazioni vincolari oppure quando si vogliono imporre degli spostamenti o delle rotazioni di alcuni nodi (cedimenti vincolari).

I parametri relativi ad ogni singolo vincolo sono:

1. il nodo a cui è collegato il vincolo (o i vincoli, massimo sei);

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

2. la traslazione imposta (L) o la rotazione imposta (radianti);
3. la rigidezza (per le traslazioni in  $F/L$ , per le rotazioni in  $F \cdot L/\text{rad}$ ).



- ELEMENTO PLINTO

Il plinto viene modellato mediante vincoli elastici alla traslazione e alla rotazione. Il nodo I è il nodo di attacco del plinto e generalmente corrisponde con il nodo al piede di un pilastro. Si suppone, implicitamente, l'esistenza di un nodo J posizionato sopra I, sulla sua verticale (vedi figura). Il nodo K consente, assieme a I e J, di orientare il plinto nello spazio. Valgono al riguardo considerazioni analoghe a quelle fatte per i pilastri. L'asse locale x è diretto da I verso J, l'asse locale y è ortogonale a x e punta verso K, l'asse locale z forma, con x e y l'usuale terna cartesiana destrorsa.

La sezione del plinto è quella orizzontale in pianta, esclusivamente rettangolare. La base della sezione si misura parallelamente all'asse locale z, l'altezza si valuta secondo y.

L'altezza h del plinto si misura in verticale (secondo l'asse globale Z).

## 10.2. I metodi di calcolo

### • ANALISI STATICA LINEARE

L'analisi statica lineare è la più comune e tradizionale delle analisi strutturali possibili. L'aggettivo statica sottintende che i carichi applicati non dipendono dal tempo o più esattamente variano molto lentamente tra l'istante iniziale di applicazione  $t_0$  e l'istante finale di osservazione  $t_f$  (carichi quasi-statici).

Ipotizzando inoltre che la forza di reazione interna dipenda linearmente dagli spostamenti, attraverso una matrice di rigidezza costante K e che le forze esterne siano costituite da carichi indipendenti dallo spostamento, si ottiene l'equazione di equilibrio classica per i problemi quasi statici lineari

$$KU = F$$

dove K è la matrice di rigidezza, U è il vettore delle deformazioni nodali, F è il vettore dei carichi.

È bene ricordare che la linearità della risposta strutturale deriva da almeno due grandi semplificazioni: l'ipotesi di elasticità lineare del materiale (linearità materiale) e l'ipotesi di piccolezza degli spostamenti e delle deformazioni (linearità geometrica).

Nell'analisi sismica con il metodo statico equivalente, le corrispondenti forze inerziali vengono automaticamente aggiunte agli altri carichi eventualmente presenti sulla struttura.



Note le deformazioni vengono calcolate le sollecitazioni.

- **ANALISI DINAMICA MODALE**

Il programma effettua l'analisi dinamica con il metodo dello spettro di risposta.

Il sistema da analizzare è essere visto come un oscillatore a  $n$  gradi di libertà, di cui vanno individuati i modi propri di vibrazione. Il numero di frequenze da considerare è un dato di ingresso che l'utente deve assegnare. In generale si osservi che il numero di modi propri di vibrazione non può superare il numero di gradi di libertà del sistema.

La procedura attua l'analisi dinamica in due fasi distinte: la prima si occupa di calcolare le frequenze proprie di vibrazione, la seconda calcola spostamenti e sollecitazioni conseguenti allo spettro di risposta assegnato in input.

Nell'analisi spettrale il programma utilizza lo spettro di risposta assegnato in input, coerentemente con quanto previsto dalla normativa. L'eventuale spettro nella direzione globale Z è unitario. L'ampiezza degli spettri di risposta è determinata dai parametri sismici previsti dalla normativa e assegnati in input dall'utente.

La procedura calcola inizialmente i coefficienti di partecipazione modale per ogni direzione del sisma e per ogni frequenza. Tali coefficienti possono essere visti come il contributo dinamico di ogni modo di vibrazione nelle direzioni assegnate. Si potrà perciò notare in quale direzione il singolo modo di vibrazione ha effetti predominanti.

Successivamente vengono calcolati, per ogni modo di vibrazione, gli spostamenti e le sollecitazioni relative a ciascuna direzione dinamica attivata, per ogni modo di vibrazione. Per ogni direzione dinamica viene calcolato l'effetto globale, dovuto ai singoli modi di vibrazione, mediante la radice quadrata della somma dei quadrati dei singoli effetti. È prevista una specifica fase di stampa per tali risultati.

L'ultima elaborazione riguarda il calcolo degli effetti complessivi, ottenuti considerando tutte le direzioni dinamiche applicate. Tale risultato (involuppo) può essere ottenuto, a discrezione dell'utente in tre modi distinti, inclusi quelli suggeriti della normativa italiana e dall'Eurocodice 8.

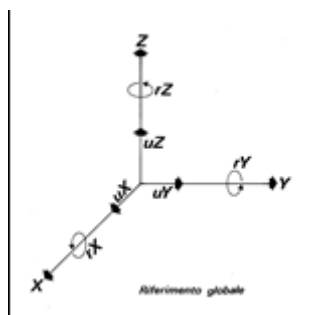
### **10.3. Lettura dei risultati dell'elaborazione**

- **DEFORMATE**

Per ogni combinazione di carico e per tutti i nodi non completamente bloccati il programma calcola spostamenti (unità di misura L) e rotazioni (radianti). Viene anche rappresentata la deformata in luce dell'asta che riproduce il comportamento di una funzione polinomiale di quarto grado. Gli spostamenti sono positivi se diretti nel verso degli assi globali X Y Z, le rotazioni positive se antiorarie rispetto all'asse di riferimento, per un osservatore disteso lungo il corrispondente semiasse positivo (vedi figura a lato).

Viene anche determinato il valore massimo assoluto (con segno) di ogni singola deformazione e il valore massimo dello spostamento nello spazio (radice quadrata della somma dei quadrati degli spostamenti).

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE



- **ASPETTI PARTICOLARI DELL'ANALISI DINAMICA**

Nella stampa degli autovettori vengono riportati i relativi risultati, pertinenti ad ogni nodo.

Nel calcolo della risposta spettrale vengono determinate, per ogni verso del sisma, le deformazioni relative ai vari modi di vibrare e la corrispondente media quadratica. Tali risultati vengono successivamente combinati e danno luogo ad uno o più involuppi in relazione a quanto imposto dall'utente nella fase iniziale di intestazione del lavoro.

Nel caso dell'applicazione dell'Ordinanza 3431 (ex 3272) vengono anche determinate le deformazioni allo stato limite ultimo, che risultano amplificate per effetto dei fattori di struttura  $q$  rassegnati alle due direzioni orizzontali e a quella verticale.

- **ASTE RETICOLARI**

Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono calcolate:

- tensione unitaria ( $F/L2$ );
- forza assiale ( $F$ ).

Il segno positivo indica trazione.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni asta, viene indicato il modo che dà luogo al massimo effetto e il relativo valore, nonché l'effetto risultante calcolato in base al criterio SRSS o CQC come scelto dall'utente.

Nella stampa degli involuppi viene riportata la tensione e lo sforzo assiale  $F_x$  calcolato secondo la modalità scelta dall'utente nella fase di input riguardante l'assegnazione dell'intestazione e dei parametri iniziali.

- **TRAVI, PILASTRI E TRAVI DI FONDAZIONE**

Il programma calcola ai due nodi estremi di ogni elemento e per ogni combinazione di carico sei sollecitazioni, riferite agli assi locali (come indicato nella figura a lato):

- $F_x$  = forza assiale nella direzione locale  $x$ ;
- $F_y$  = taglio nella direzione locale  $y$ ;
- $F_z$  = taglio nella direzione locale  $z$ ;
- $M_x$  = momento torcente attorno all'asse locale  $x$ ;
- $M_y$  = momento flettente attorno all'asse locale  $y$ ;
- $M_z$  = momento flettente attorno all'asse locale  $z$ ,

con le seguenti convenzioni sui segni:

- forze positive se concordi con gli assi locali ( $F$ );

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

- momenti positivi se antiorari rispetto gli assi locali, per un osservatore disteso lungo il corrispondente semiasse positivo ( $F*L$ ).

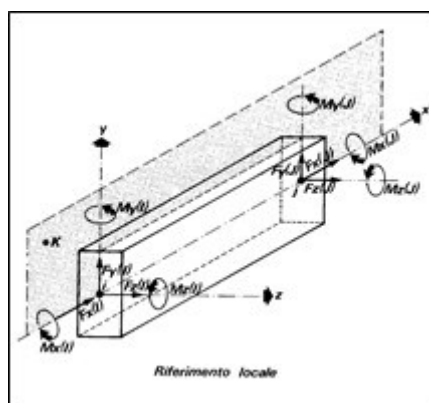
Tali convenzioni sono caratteristiche dei codici di calcolo numerico e sono mantenute soltanto nelle stampe globali. Nelle rappresentazioni grafiche e nelle stampe delle verifiche di sicurezza vengono invece adottate le convenzioni tipiche della Scienza delle Costruzioni.

In caso di analisi sismica con il metodo statico equivalente viene riportato un prospetto riguardante il peso sismico del gruppo, le coordinate baricentriche relative, il coefficiente di distribuzione globale del gruppo funzione della sua quota, il coefficiente globale ricavato dal precedente in base ai parametri sismici, la forza sismica relativa.

Nell'analisi dinamica vengono calcolate le medesime sollecitazioni per ognuna delle tre azioni sismiche previste (Z eventuale). Viene evidenziato il modo di vibrazione che dà luogo all'effetto massimo, il valore di tale effetto (con segno), la risultante dovuta alla combinazione di tutti i modi di vibrazione mediante il criterio prescelto dall'utente.

Per le travi di fondazione il programma calcola ai due nodi estremi della trave e in tutti i punti intermedi generati per effetto della suddivisione della trave di fondazione, per ogni combinazione di carico:

- $F_y$  = taglio nella direzione locale y (F);
- $M_x$  = momento torcente attorno asse locale x ( $F*L$ );
- $M_z$  = momento flettente attorno asse locale z ( $F*L$ );
- $U_z$  = spostamento lungo Z (L);
- $r_x$  = rotazione intorno X (rad);
- $r_y$  = rotazione intorno Y (rad);
- pressione sul suolo ( $F/L^2$ ).



• GUSCI

Il programma propone i risultati al "centro" di ogni elemento. Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono evidenziate:

- $S_{xx}$  ( $F/L^2$ );
- $S_{yy}$  ( $F/L^2$ );
- $S_{xy}$  ( $F/L^2$ );
- $M_{xx}$  ( $F*L/L$ );
- $M_{yy}$  ( $F*L/L$ );

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

- $M_{xy}$  ( $F \cdot L/L$ );
- $\sigma_{idsup}$  ( $F/L^2$ );
- $\sigma_{idinf}$  ( $F/L^2$ ).
- $S_{xx}$ ,  $S_{yy}$ ,  $S_{xy}$  rappresentano le tensioni membranali (vedi figura)
- $M_{xx}$  rappresenta il momento flettente (per unità di lunghezza) che produce tensioni in direzione locale  $x$ ; analogamente per  $M_{yy}$ ;
- $M_{xy}$  rappresenta il momento torcente (sempre per unità di lunghezza).

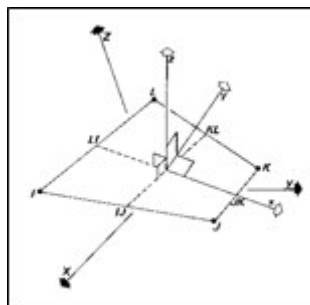
Le tensioni ideali  $\sigma_{idsup}$  (al bordo superiore, ovvero sul semiasse positivo dell'asse locale  $z$ ) e  $\sigma_{idinf}$  sono calcolate mediante il criterio di Huber-Hencky-Mises. I momenti flettenti generano ai bordi dell'elemento delle tensioni valutate in base al modulo di resistenza dell'elemento. Le tensioni da momento flettente  $M_{xx}$  si sovrappongono alle tensioni  $S_{xx}$ , con segno positivo al bordo superiore, con segno negativo al bordo inferiore (analogamente per  $M_{yy}$  e  $S_{yy}$ ). Gli effetti tensionali da momento torcente vengono sovrapposti a  $S_{xy}$ .

Le convenzioni sui segni dei momenti sono caratteristiche dei codici di calcolo automatici e sono mantenute solo nelle stampe dei risultati conseguenti all'elaborazione strutturale, nelle rappresentazioni grafiche e nelle stampe dei postprocessori vengono invece adottate le convenzioni tipiche della Scienza delle Costruzioni.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni elemento, viene indicato il modo che dà luogo all'effetto massimo, la risultante per sovrapposizione modale per  $S_{xx}$ ,  $S_{yy}$ ,  $S_{xy}$ ,  $M_{xx}$ ,  $M_{yy}$ ,  $M_{xy}$ .

Nel calcolo degli involuپی viene effettuata la sovrapposizione. Anche in questo caso vengono calcolate le tensioni ideali.

Nell'analisi statica e negli involuپی dinamici, fra i risultati, alla fine di ogni gruppo vengono riportati i massimi delle tensioni (comprese quelle ideali) e dei momenti, nonché il numero dell'elemento e la combinazione di carico relativa.



- **ELEMENTO IN STATO PIANO DI TENSIONE, STATO PIANO DI DEFORMAZIONE, ASSIALSIMMETRICI**

Il programma calcola le tensioni ( $F/L^2$ ) al centro di ogni elemento.

Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono evidenziate:

- $S_{11}$ ;
- $S_{22}$ ;
- $S_{33}$  (sempre nullo per l'elemento in stato piano di tensione);
- $S_{12}$ ;
- $S_{max}$ ;

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

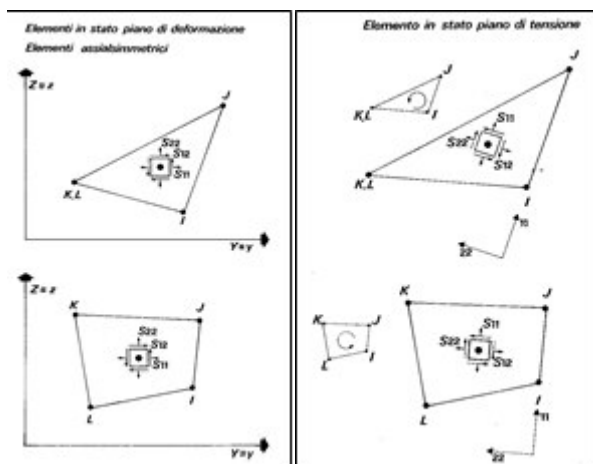
- $S_{min}$ ;
- Angolo.

Per il significato di  $S_{11}$ ,  $S_{22}$ ,  $S_{12}$  si osservino le figure successive. La tensione  $S_{33}$  è ortogonale al piano dell'elemento ed è, per definizione, nulla per l'elemento in stato piano di tensione. La tensione è positiva se diretta verso l'osservatore (che vede i nodi dell'elemento susseguirsi, da I a L, in verso antiorario).

Le tensioni  $S_{max}$  e  $S_{min}$  rappresentano le tensioni principali. L'angolo riportato fra i risultati rappresenta l'angolo in gradi sessagesimali compreso fra l'asse locale 11 e la direzione di  $S_{max}$ . In questo modo le tensioni principali sono completamente note, in valore, direzione e verso.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni elemento, vengono riportate le tensioni  $S_{11}$ ,  $S_{22}$ ,  $S_{33}$ ,  $S_{12}$  nei punti desiderati (a seconda dell'opzione di stampa scelta), specificando altresì il modo di vibrazione che dà luogo all'effetto massimo, il valore di tale effetto (con segno), la risultante dovuta a tutti i modi di vibrazione (secondo il metodo SRSS o CQC scelto).

Per ogni gruppo, per l'analisi statica e per gli involucri dinamici, in stampa viene riportato un prospetto riepilogativo riguardante i valori massimi negativi e positivi delle tensioni, nonché gli elementi e le combinazioni di carico interessate.



#### • VINCOLI

In stampa vengono fornite, per ogni nodo vincolato, le reazioni corrispondenti ai vincoli assegnati. Per quanto concerne i versi si tenga presente che è stata adottata la convenzione tradizionale. In generale le forze vincolari (unità di misura F) sono positive se vanno nel verso dell'asse di riferimento, i momenti ( $F \cdot L$ ) sono positivi se antiorari per un osservatore disposto lungo il corrispondente semiasse positivo; tali sollecitazioni tendono a contrastare deformazioni di segno opposto.

Per quanto concerne i vincoli comunque disposti nello spazio vale la stessa regola: se uno spostamento è positivo tende ad allontanare il nodo N da I; la conseguente reazione è di segno opposto, cioè negativa.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione, per ogni nodo vincolato, viene indicato il modo che dà luogo all'effetto massimo e il relativo valore; viene anche indicato il risultato complessivo calcolato a partire dai singoli effetti modali. Nella stampa degli involucri viene calcolata la risultante obbedendo alla modalità scelta dall'utente.

- **PLINTI**

La procedura calcola le rigidezze del plinto e le assegna come avviene per un elemento “vincolo” disposto secondo le direzioni globali X, Y, Z. Pertanto, i risultati per un plinto corrispondono a quelli proposti per l’elemento “vincolo”. Nelle verifiche vengono invece riportati i risultati secondo le direzioni locali, come più consueto.

La rigidezza alla traslazione verticale del plinto viene calcolata moltiplicando l’area del plinto per la costante di sottofondo.

Le rigidezze alla rotazione rispetto ai due assi locali x e y vengono calcolate moltiplicando il relativo momento d’inerzia flessionale per la costante di sottofondo. Tali rigidezze alla rotazione vengono quindi riportate agli assi globali X e Y con le usuali regole di trasformazione, perché il programma tratta i vincoli come se fossero assegnati secondo le direzioni globali.

Le due rigidezze alla traslazione secondo gli assi globali X e Y, nonché la rigidezza alla rotazione intorno l’asse globale Z vengono automaticamente poste ad un valore elevato, che dà luogo a deformazioni trascurabili. Si assume infatti che il plinto non possa spostarsi nel piano orizzontale e ruotare intorno all’asse verticale Z.

Per quanto riguarda il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno, le sollecitazioni sono state calcolate in accordo al §7.2.5 del DM 17.01.2018, adottando un secondo modello di calcolo ausiliario in cui è stato considerato un fattore di struttura unitario. Se tali azioni fossero maggiori di quelle resistenti, tale scelta sarebbe dalla parte della sicurezza.

## 11. MODELLAZIONE E ANALISI DELLA STRUTTURA

### 11.1. Corpo scuola

L'edificio è stato modellato considerando un unico corpo.

Si è condotta quindi un'analisi numerica di tipo dinamico modale al fine di determinare le sollecitazioni e gli spostamenti per i carichi verticali e sotto l'azione sismica di normativa. Si sono determinate le sollecitazioni di inviluppo, sia per i carichi verticali sia per le azioni sismiche, considerando le combinazioni di carico come da normativa.

La tipologia strutturale di riferimento è quella di un edificio a **struttura mista equivalente a pareti**, nella quale la resistenza delle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, mentre più del 50% della resistenza alle azioni orizzontali è assorbita dalle pareti.

La presenza di travi a spessore di solaio comporta la realizzazione di una struttura in CD"B" progettata con fattore di comportamento pari a:

- Struttura mista equivalente a pareti:  $q_0 = 3,0 \alpha_u / \alpha_1$
- Per struttura non regolare in pianta:  $\alpha_u / \alpha_1 = (1,0+1,2)/2 = 1,1$
- Per struttura non regolare in altezza:  $K_R = 0,8$

$$q_{lim} = q_0 K_R = 3,0 \times 1,1 \times 0,8 = 2,64$$

La resistenza alle azioni orizzontali è affidata principalmente alle pareti, come visibile dalla tabella che segue:

Solaio	Comb	Totali				% V	
		Fx	Fy	Fz	Mz	Pilastri	Setti
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]		
0	3	-1363.57	-400.91	7217.35	-14.49	15.10%	84.90%
	4	-1353.15	415.93	7204.52	-57.86	18.20%	81.80%
	5	-1363.57	-400.91	7217.35	23.24	14.90%	85.10%
	6	-1353.15	415.93	7204.52	-20.12	15.80%	84.20%
	7	-424.87	-1359.16	7272.29	48.06	20.90%	79.10%
	8	390.15	-1363.66	7306.56	58.36	21.20%	78.80%
	9	-424.87	-1359.16	7272.29	85.92	23.30%	76.70%
	10	390.15	-1363.66	7306.56	96.22	24.20%	75.80%
	11	1353.15	-415.93	7331.57	19.85	12.50%	87.50%
	12	1363.57	400.91	7318.74	-23.52	12.90%	87.10%
	13	1353.15	-415.93	7331.57	57.58	15.00%	85.00%
	14	1363.57	400.91	7318.74	14.22	12.80%	87.20%
	15	-390.15	1363.66	7229.54	-96.49	26.10%	73.90%
	16	424.87	1359.16	7263.8	-86.19	24.00%	76.00%
	17	-390.15	1363.66	7229.54	-58.63	23.10%	76.90%
	18	424.87	1359.16	7263.8	-48.33	21.50%	78.50%

In ogni caso gli elementi resistenti sono stati distribuiti in pianta e in altezza verificando che ad ogni piano il centro di massa non risulti troppo distante dal centro di rigidezza, così da limitare gli effetti torsionali che si manifestano quando si ha una concentrazione di rigidezza condensata in



RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

una determinata zona del fabbricato. Gli effetti torsionali, infatti, sono i più dannosi per l'edificio in quanto la struttura non risponde in maniera omogenea, vengono sollecitati in modo non uniforme i vari elementi e non si ottiene la massima dissipazione di energia. Avere un edificio torsionalmente disaccoppiato (cioè un edificio che ha i primi modi di vibrare traslazionali) permette di sfruttare appieno le risorse di duttilità, dissipando quindi gran parte dell'energia sismica. La resistenza e la rigidezza flessionali devono esser distribuite equamente secondo le due direzioni ortogonali, senza privilegiarne una in particolare, assicurando un buon comportamento della struttura qualunque sia la direzione del moto sismico. Per limitare al massimo gli effetti torsionali, infine, si deve garantire resistenza e rigidezza torsionali elevate in modo da ridurre il rischio che spostamenti differenziati dovuti a tali effetti nei diversi elementi strutturali inducano sollecitazioni non uniformi.

La struttura ha mostrato un buon comportamento sia sotto l'azione dei carichi verticali (che per alcuni elementi è la combinazione di carico più importante) sia sotto l'azione sismica. Si riportano di seguito alcune schermate rappresentative delle deformate e delle sollecitazioni principali della struttura che attestano il corretto dimensionamento svolto.

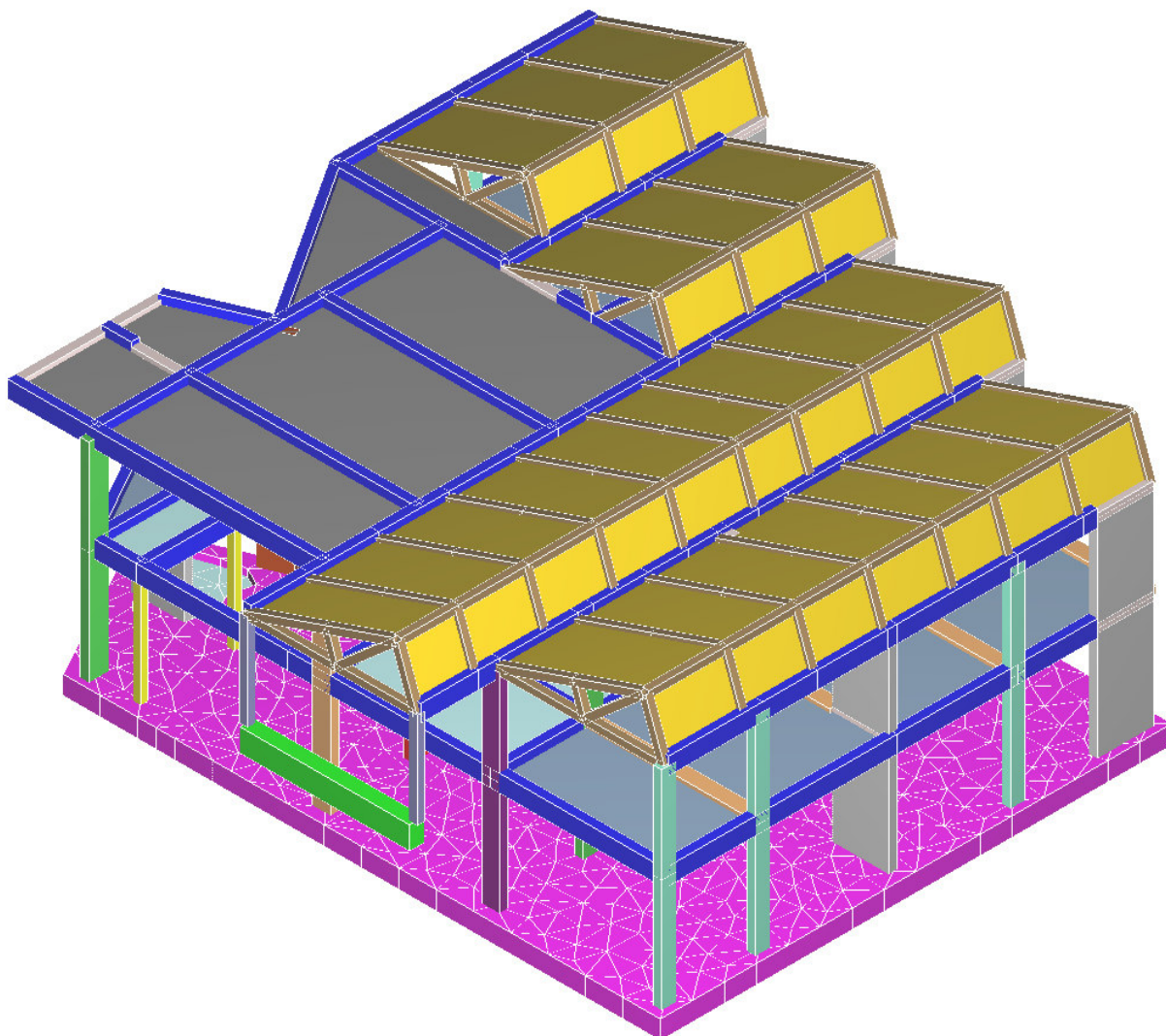
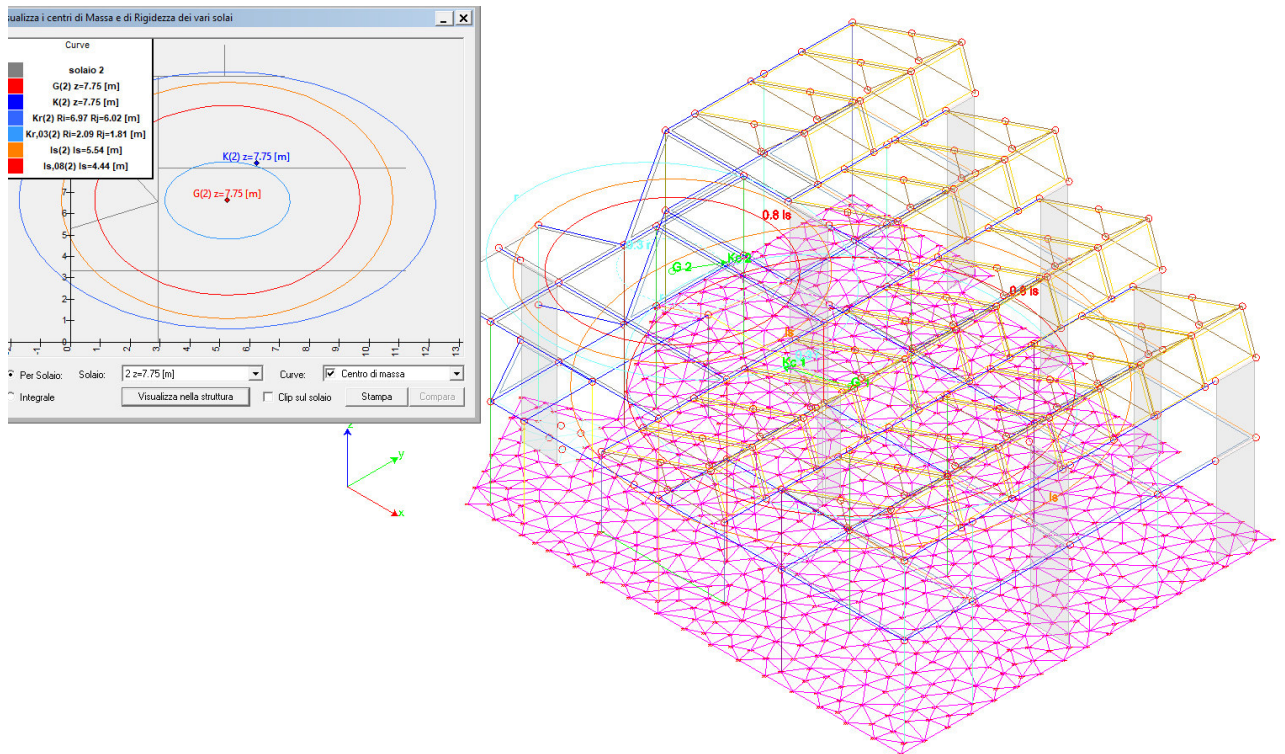


Figura 8 - Schema assonometrico

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE



Solai	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$K_x$ [kN/m]	$K_y$ [kN/m]	$K_{xy}$ [kN/m]	$K_{min}$ [kN/m]	$K_{max}$ [kN/m]	$\alpha$ [°]	$r_{min}$ [m]	$r_{max}$ [m]	$d_x$ [m]	$d_y$ [m]	$Is$ [m]
1	11.17	9.51	3.295971e+06	2.471006e+06	-3.618623e+04	2.469421e+06	3.297555e+06	2.51	8.02	8.48	-2.55	-0.83	8.06
2	5.26	6.63	7.614966e+05	5.685208e+05	-7.619507e+03	5.682204e+05	7.617970e+05	2.26	6.02	6.97	0.97	1.74	5.54

Figura 9 - Centro di Massa e Centro di Rigidezza

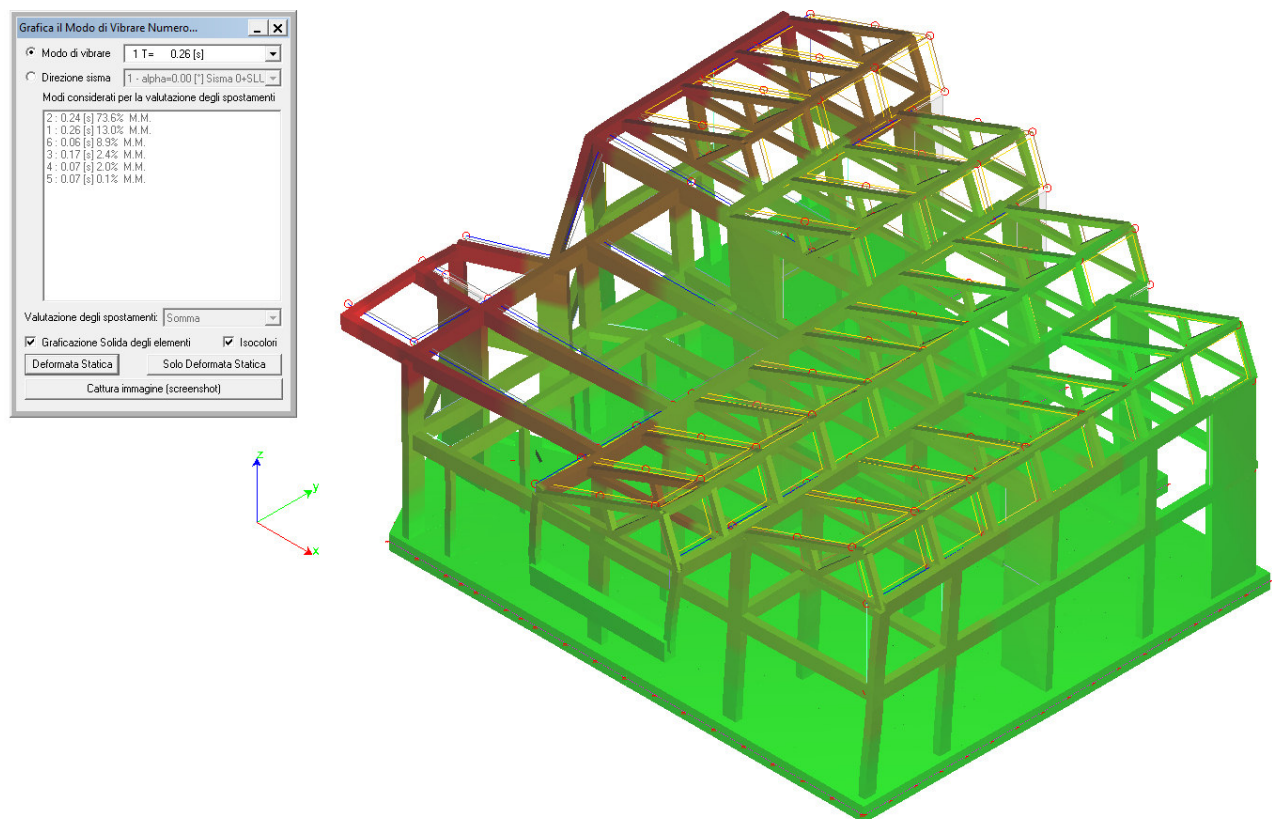


Figura 10 - 1° Modo di Vibrare,  $T = 0.26$  s



RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

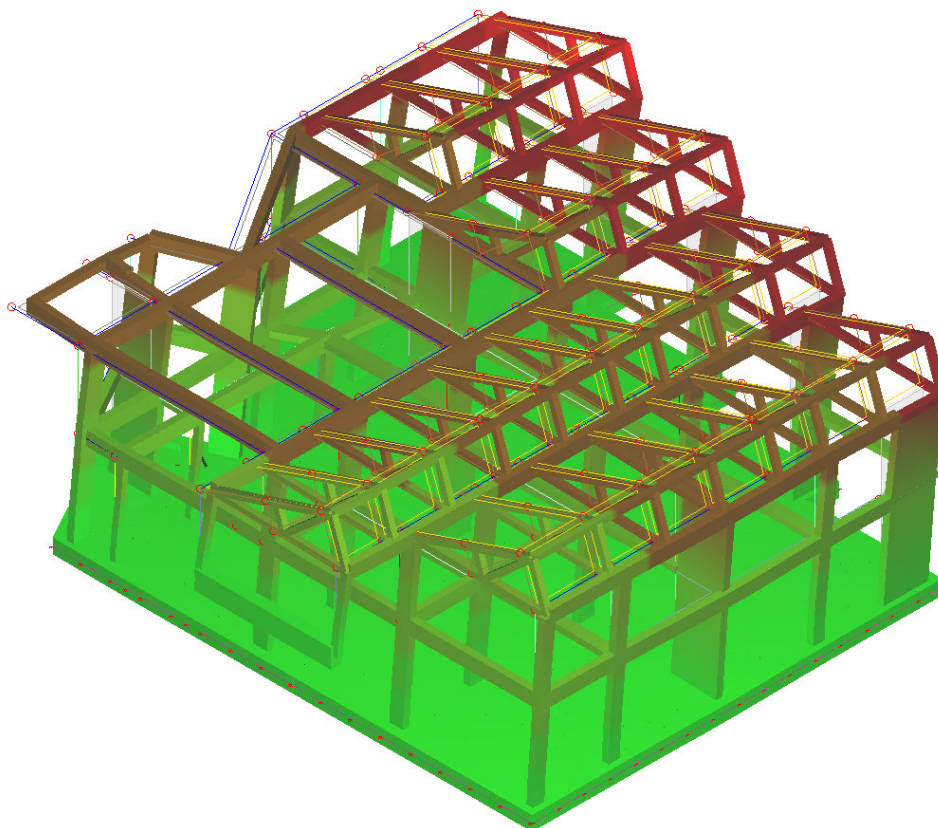
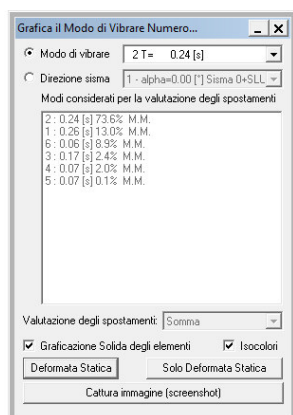


Figura 11 - 2° Modo di Vibrare,  $T = 0.24$  s

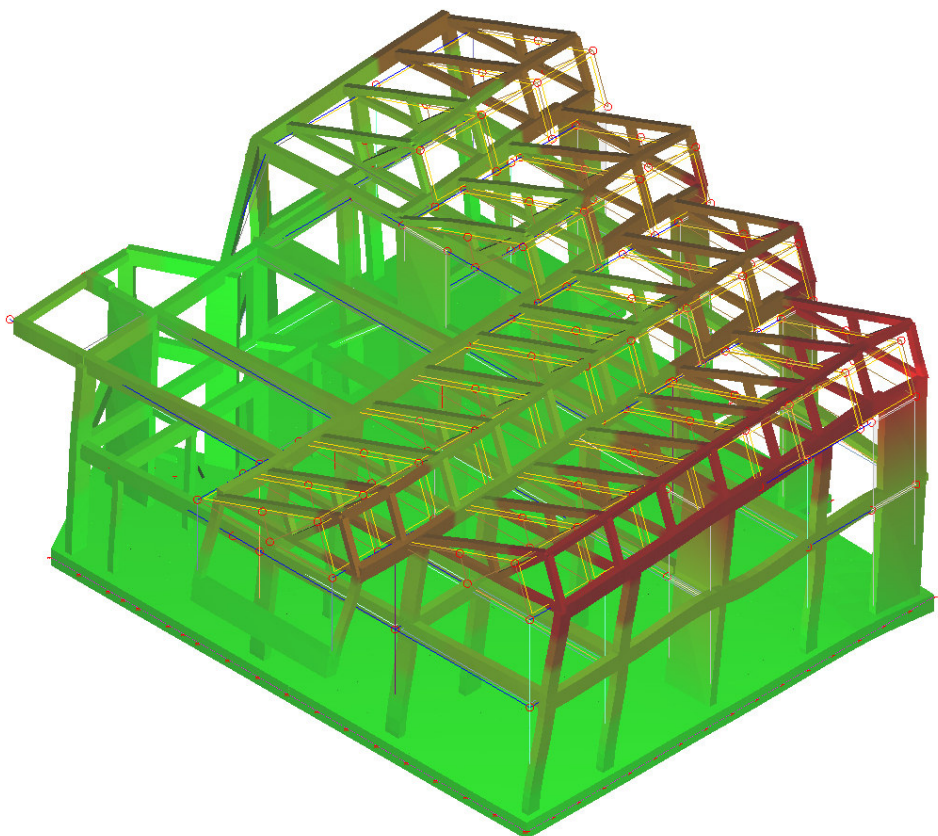
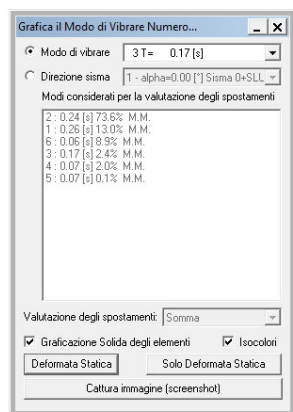


Figura 12 - 3° Modo di Vibrare,  $T = 0.17$  s

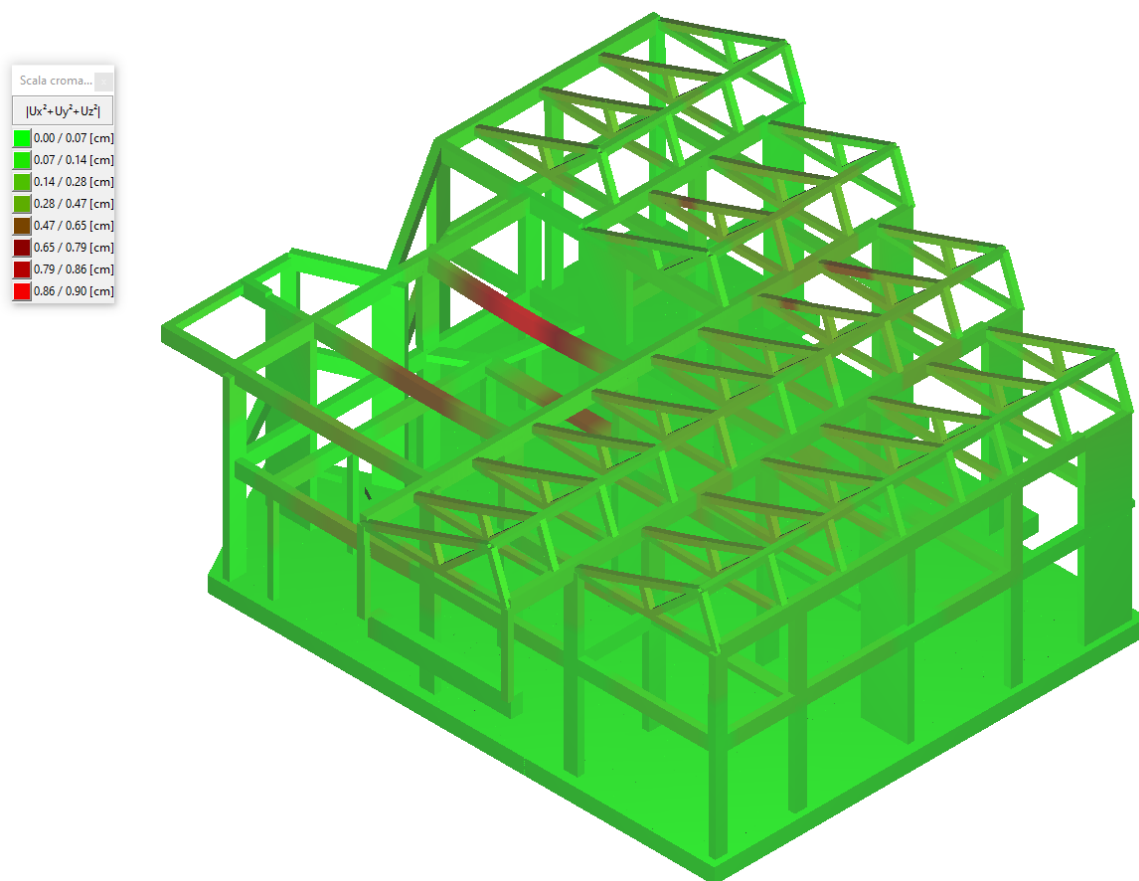


Figura 13 – Iso Deformate

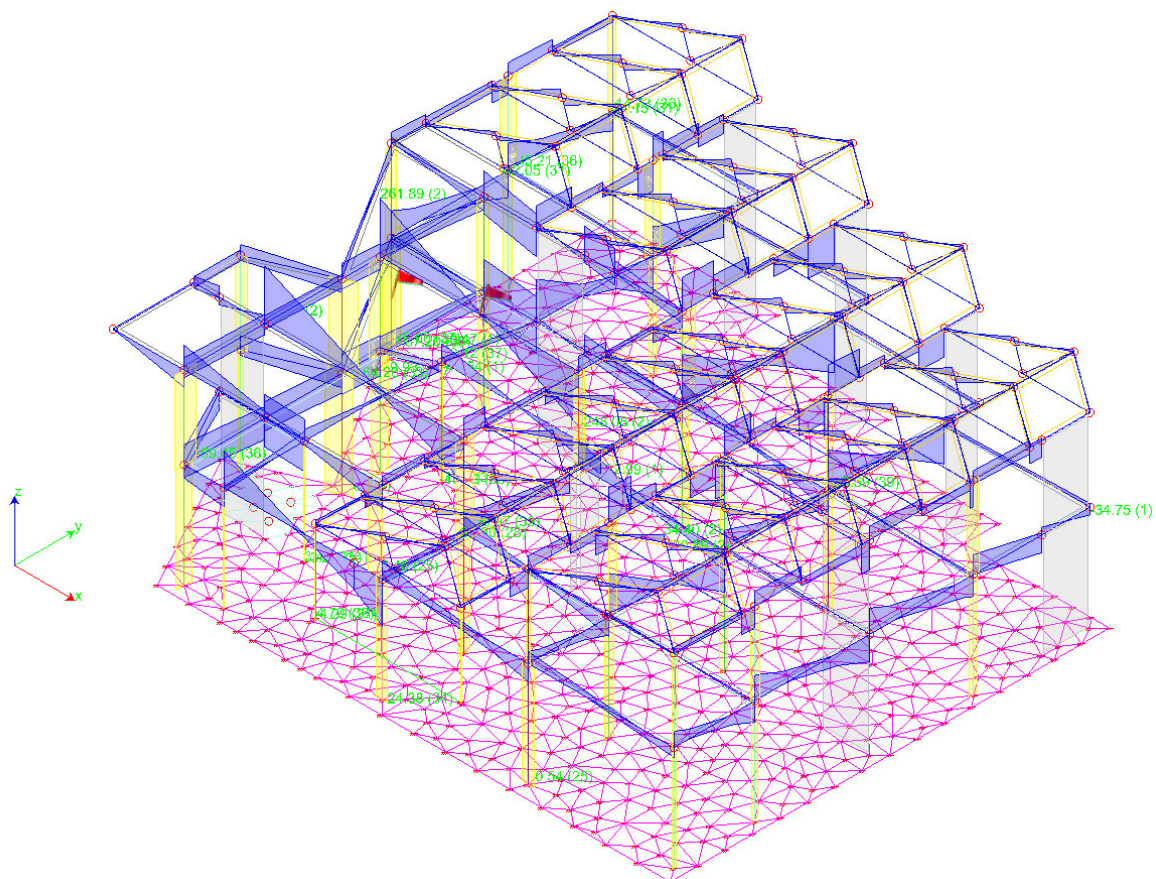
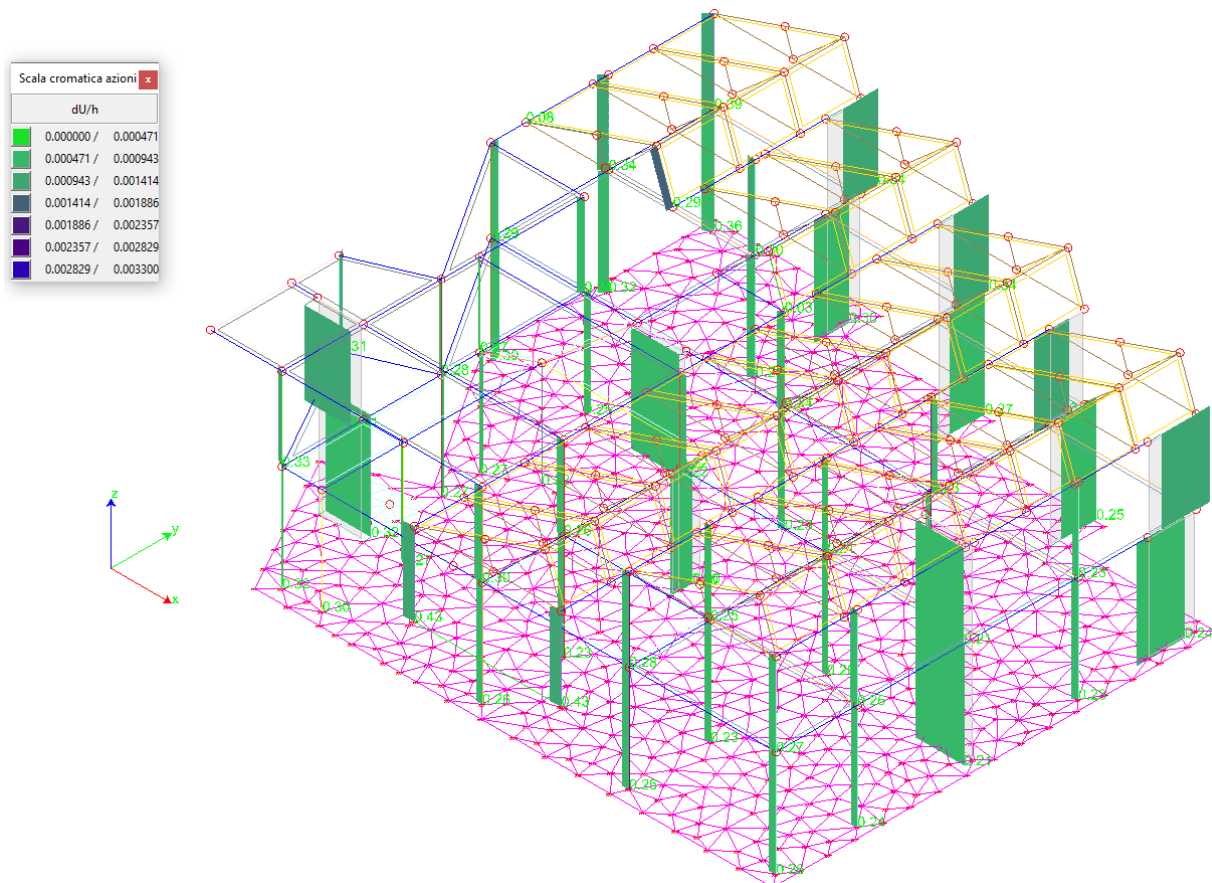
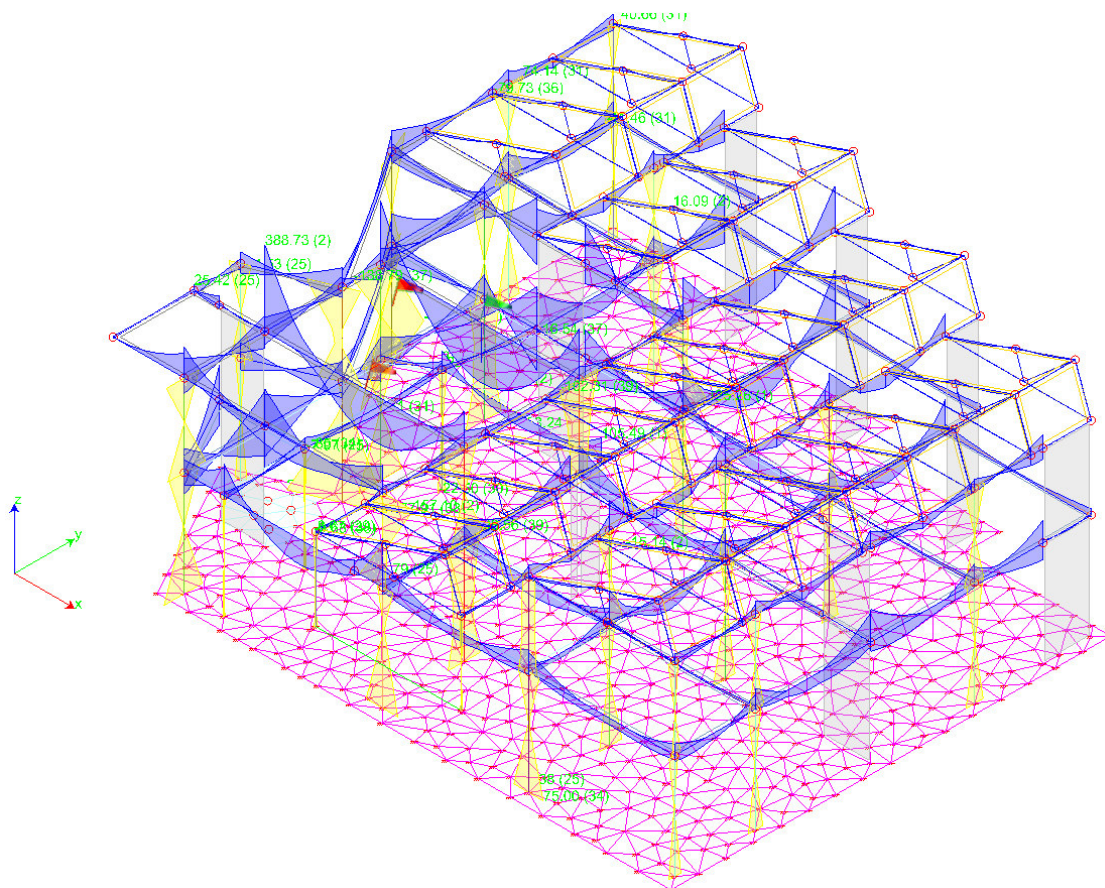


Figura 14 - Involuppo dei Tagli  $V_{1-2}$





RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

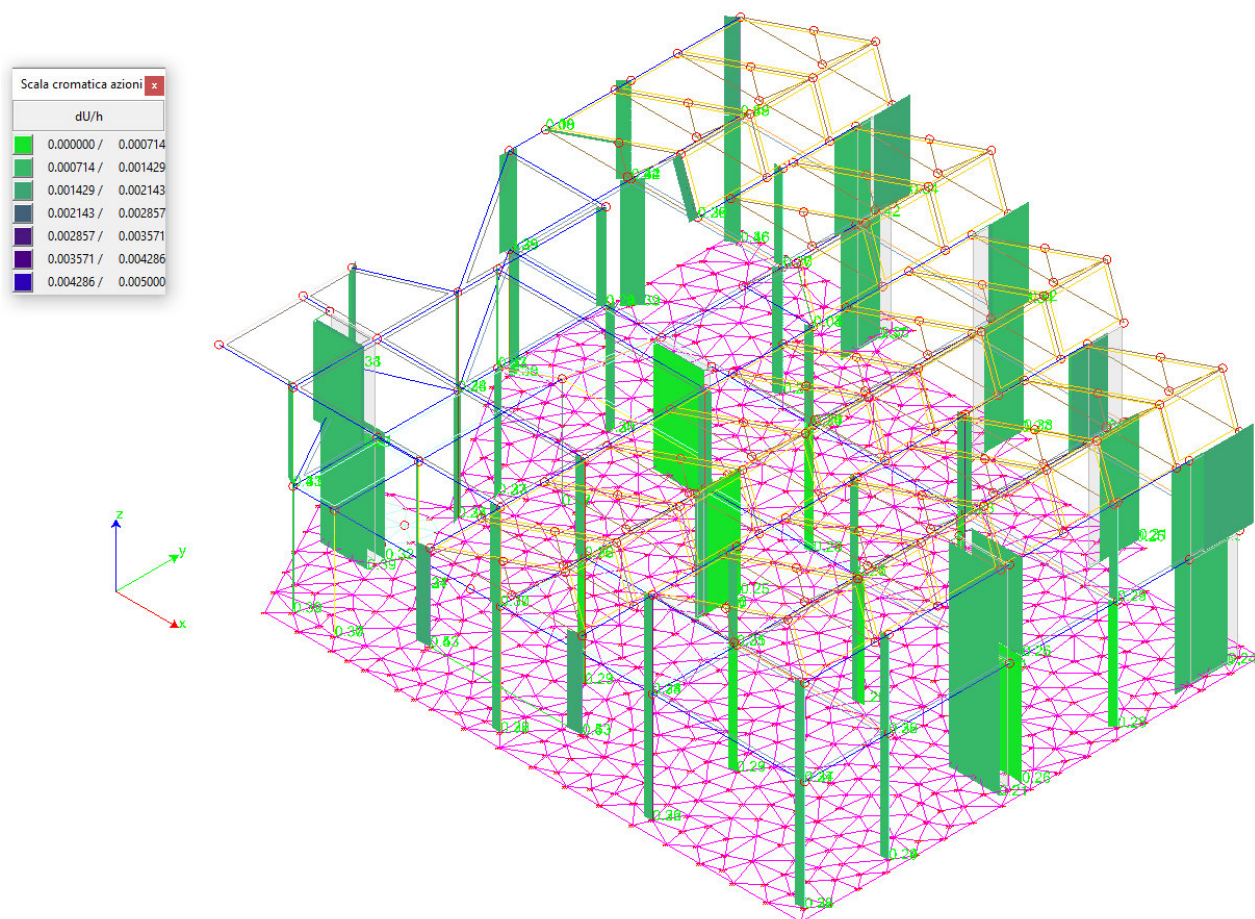


Figura 17 – Spostamenti Differenziali Massimi allo SLD

## 11.2. Elementi secondari

Nel modello di calcolo le scale sono state considerate come elementi secondari in quanto non determinano un incremento di rigidezza superiore al 15%. Infatti, nel §7.2.3 delle NTC 2018 è riportato quanto segue:

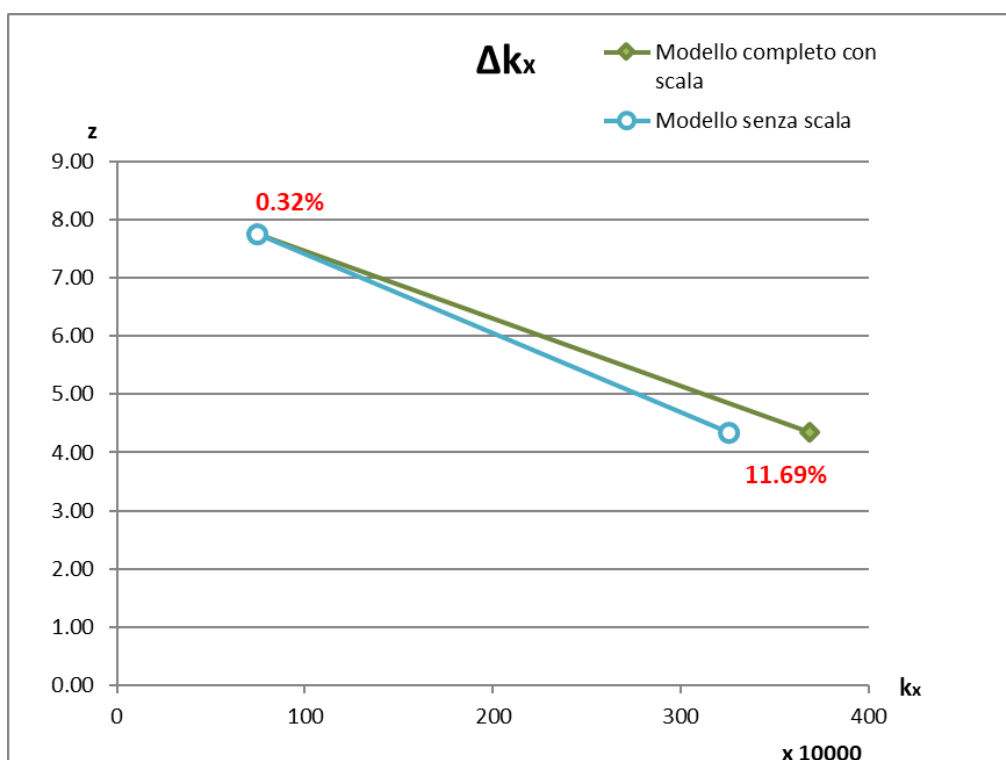
*“... In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio alla rigidezza da struttura irregolare a struttura regolare, ..., nel contributo totale alla rigidezza ed alla resistenza sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% dell’analogo contributo degli elementi primari.”*

Si riporta di seguito la verifica effettuata:

Modello completo con scala			
Solaio	z [m]	$k_x$ [kN/m]	$k_y$ [kN/m]
1	4.35	3682173	2670069
2	7.75	746468	564140

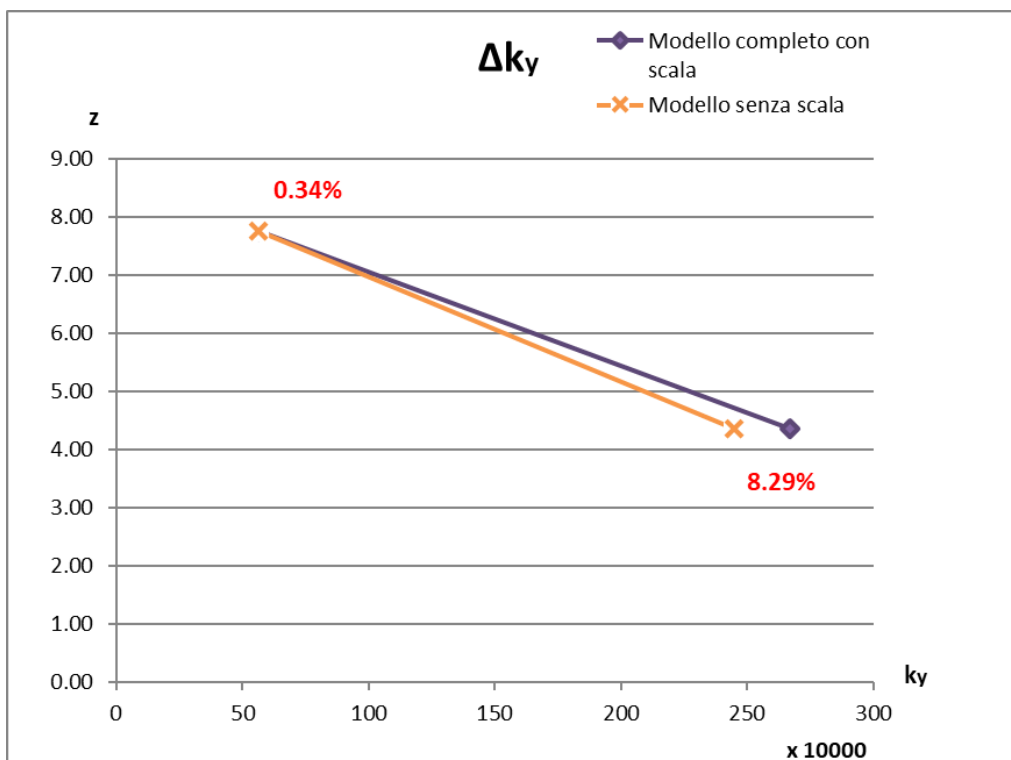
Modello senza scala			
Solaio	z [m]	$k_x$ [kN/m]	$k_y$ [kN/m]
1	4.35	3251743	2448708
2	7.75	744113	562248

$\Delta k_x$ [%]	$\Delta k_y$ [%]
11.69	8.29
0.32	0.34





RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE



Si è comunque considerato il loro peso gravante sulla trave di piano.

### 11.2.1. Scala interna

#### 11.2.1.1. Geometria della scala

La scala presenta una larghezza complessiva di 6.30 m ed è costituita da una gradonata di L=5.10 m, con gradoni di pedata 0.60 m ed alzata 0.32 m, e da una scalinata di L=1.20 m, con gradini di pedata 0.30 m ed alzata 0.16 m. La struttura portante della scala è costituita da una soletta di spessore pari a 20 cm. Per realizzare l'appoggio del pianerottolo intermedio si inseriranno 3 pilastri di sezione 25x25 cm, collegati da una trave di interpiano di sezione 25x60 cm.

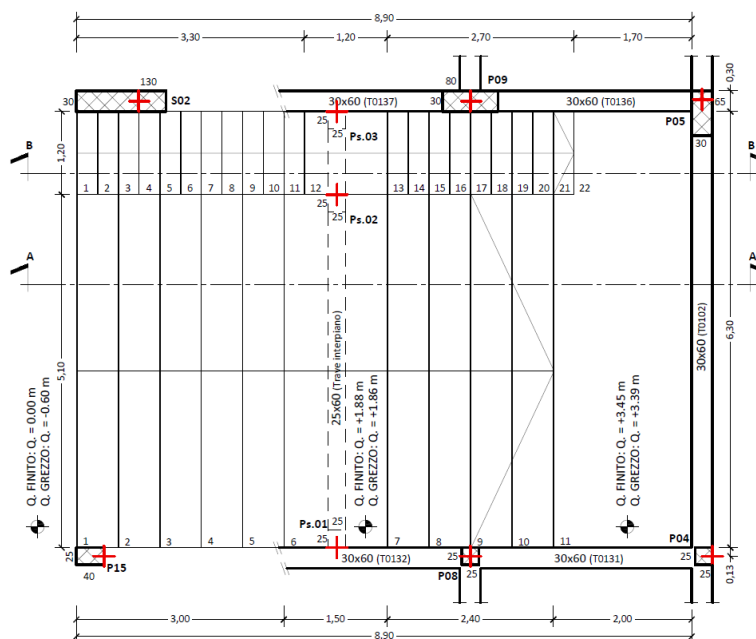


Figura 18 – Scala interna

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

11.2.1.2. *Materiali*

Classe di resistenza del cls:			C35/45	
Tipologia di acciaio per armature:			B450C	
Resistenza caratteristica del cls:	$f_{ck}$	=	35.00	MPa
Resistenza di progetto del cls:	$f_{cd}$	=	19.83	MPa
Resistenza di progetto del cls:	$f_{ctm}$	=	3.54	MPa
Modulo di deformazione del cls:	$E_{cm}$	=	34077	MPa
Resistenza di progetto dell'acciaio:	$f_{yd}$	=	391.3	MPa
Modulo di deformazione dell'acciaio:	$E_s$	=	210000	MPa

11.2.1.3. *Analisi dei carichi*

• **GRADONATA**

RAMPA:

Rivestimento pedata:	=	0.28	kN/mq
Rivestimento alzata:	=	0.14	kN/mq
Gradino:	=	4.00	kN/mq
Soletta:	=	5.66	kN/mq
Intonaco:	=	0.34	kN/mq

TOTALE PESI PERMANENTI:	=	10.42	kN/mq
TOTALE PESI ACCIDENTALI:	=	4.00	kN/mq

Parapetto:	=	0.00	kN/m
------------	---	------	------

Carichi per unità di lunghezza:

Carichi permanenti strutturali e non:	$(G_1 + G_2)_{RAMPA}$	=	53.12	kN/m
Carichi accidentali:	$Q_{k,RAMPA}$	=	20.40	kN/m

PIANEROTTOLO:

Rivestimento pianerottolo:	=	0.27	kN/mq
Soletta in c.a.:	=	5.00	kN/mq
Intonaco:	=	0.30	kN/mq

TOTALE PESI PERMANENTI:	=	5.57	kN/mq
TOTALE PESI ACCIDENTALI:	=	4.00	kN/mq

Parapetto:	=	0.00	kN/m
------------	---	------	------

Carichi per unità di lunghezza:

Carichi permanenti strutturali e non:	$(G_1 + G_2)_{PIANEROTTOLO}$	=	28.41	kN/m
Carichi accidentali:	$Q_{k,PIANEROTTOLO}$	=	20.40	kN/m

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

● **SCALINATA**

**RAMPA:**

Rivestimento pedata:	=	0.29	kN/mq
Rivestimento alzata:	=	0.13	kN/mq
Gradino:	=	2.00	kN/mq
Soletta:	=	5.66	kN/mq
Intonaco:	=	0.34	kN/mq

TOTALE PESI PERMANENTI:	=	8.42	kN/mq
TOTALE PESI ACCIDENTALI:	=	4.00	kN/mq

Parapetto:	=	0.00	kN/m
------------	---	------	------

**Carichi per unità di lunghezza:**

Carichi permanenti strutturali e non:	$(G_1 + G_2)_{RAMPA}$	=	10.10	kN/m
Carichi accidentali:	$Q_{k,RAMPA}$	=	4.80	kN/m

**PIANEROTTOLO:**

Rivestimento pianerottolo:	=	0.27	kN/mq
Soletta in c.a.:	=	5.00	kN/mq
Intonaco:	=	0.30	kN/mq

TOTALE PESI PERMANENTI:	=	5.57	kN/mq
TOTALE PESI ACCIDENTALI:	=	4.00	kN/mq

Parapetto:	=	0.00	kN/m
------------	---	------	------

**Carichi per unità di lunghezza:**

Carichi permanenti strutturali e non:	$(G_1 + G_2)_{PIANEROTTOLO}$	=	6.68	kN/m
Carichi accidentali:	$Q_{k,PIANEROTTOLO}$	=	4.80	kN/m

#### 11.2.1.4. Sollecitazioni di progetto

Le sollecitazioni di calcolo si ottengono mediando i risultati dei due schemi statici rappresentativi dei due casi limite, in cui le travi di innesto della scala hanno rigidità torsionale infinita (incastro) e nulla (appoggio).

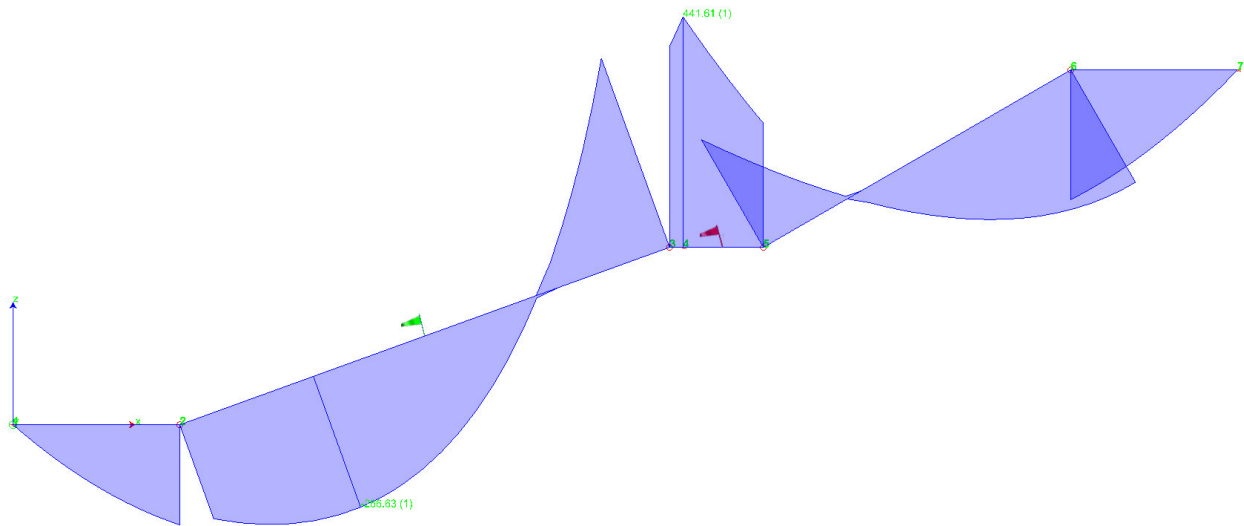


Figura 19 – Gradonata: Momento sollecitante\_SLU – appoggio

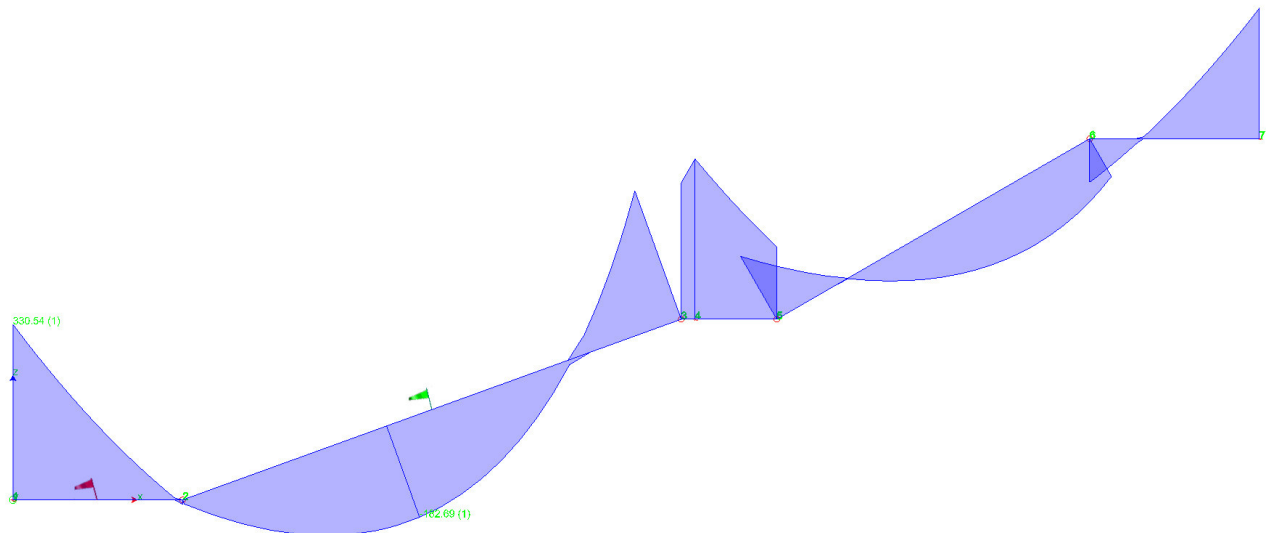


Figura 20 – Gradonata: Momento sollecitante\_SLU – incastro

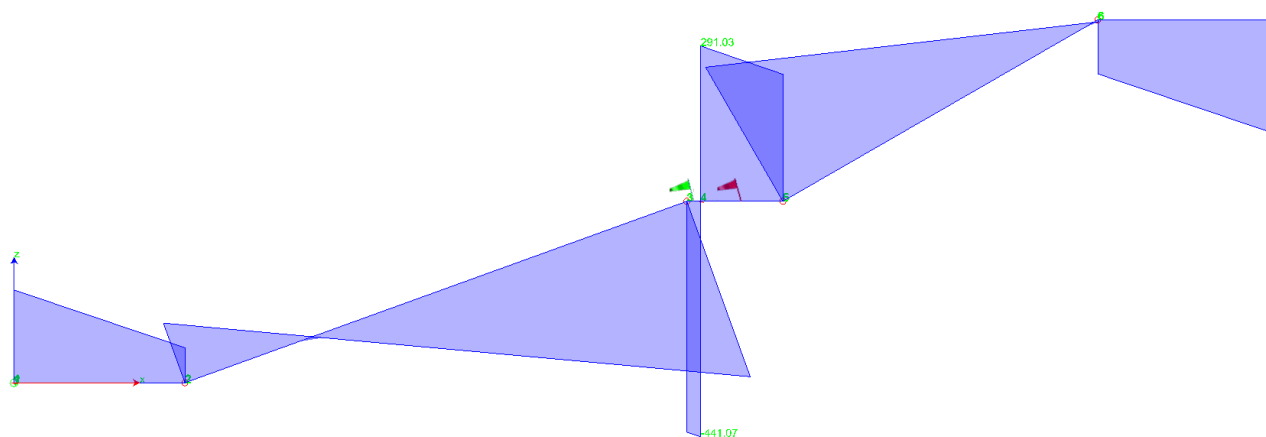


Figura 21 – Gradonata: Taglio sollecitante\_SLU – appoggio

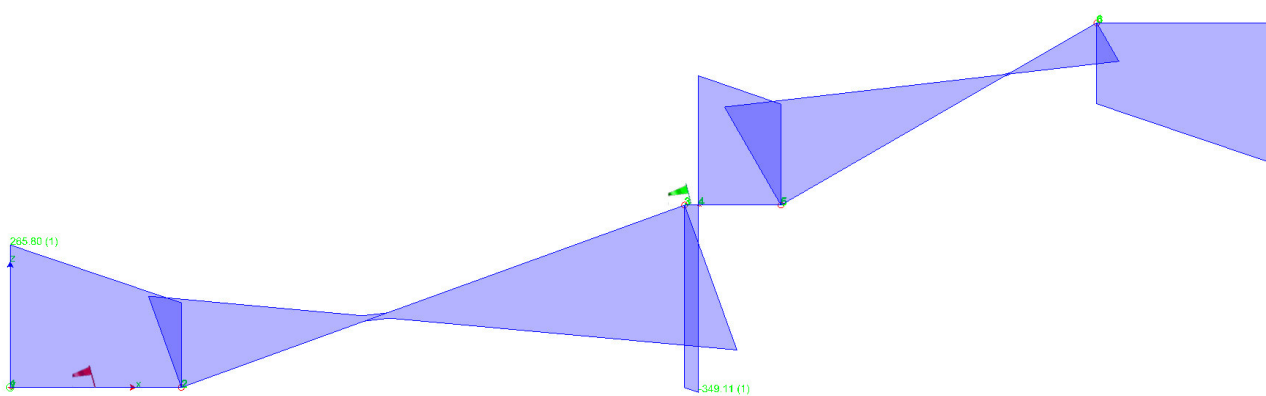


Figura 22 – Gradonata: Taglio sollecitante\_SLU – incastro

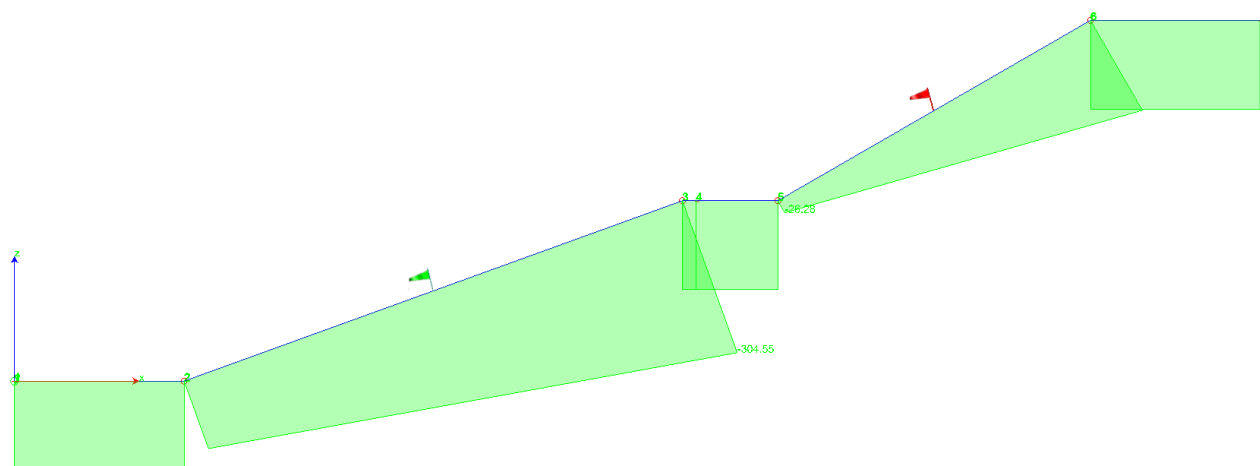


Figura 23 – Gradonata: Sforzo Normale sollecitante\_SLU – appoggio

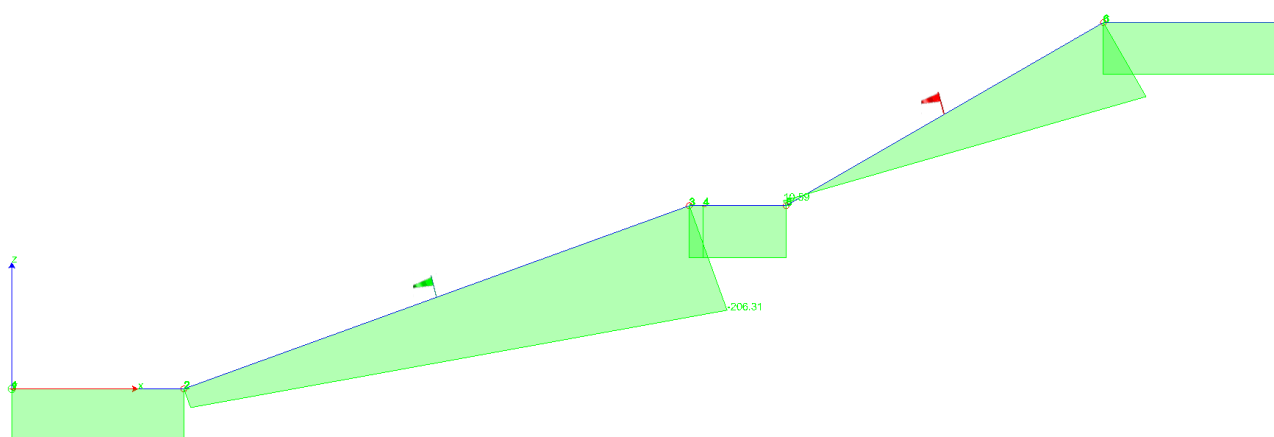


Figura 24 – Gradonata: Sforzo Normale sollecitante\_SLU – incastro

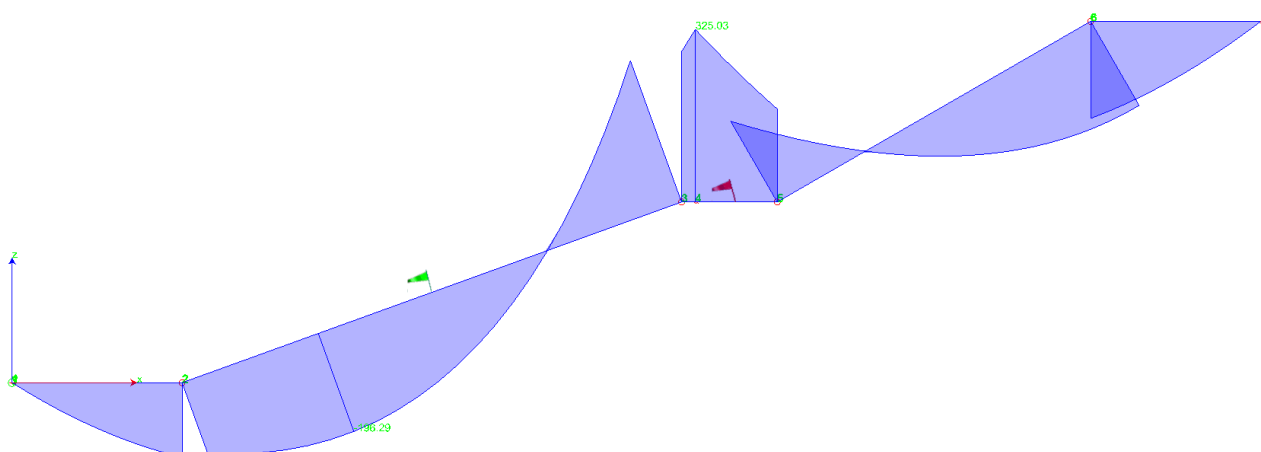


Figura 25 – Gradonata: Momento sollecitante\_SLE Rara – appoggio

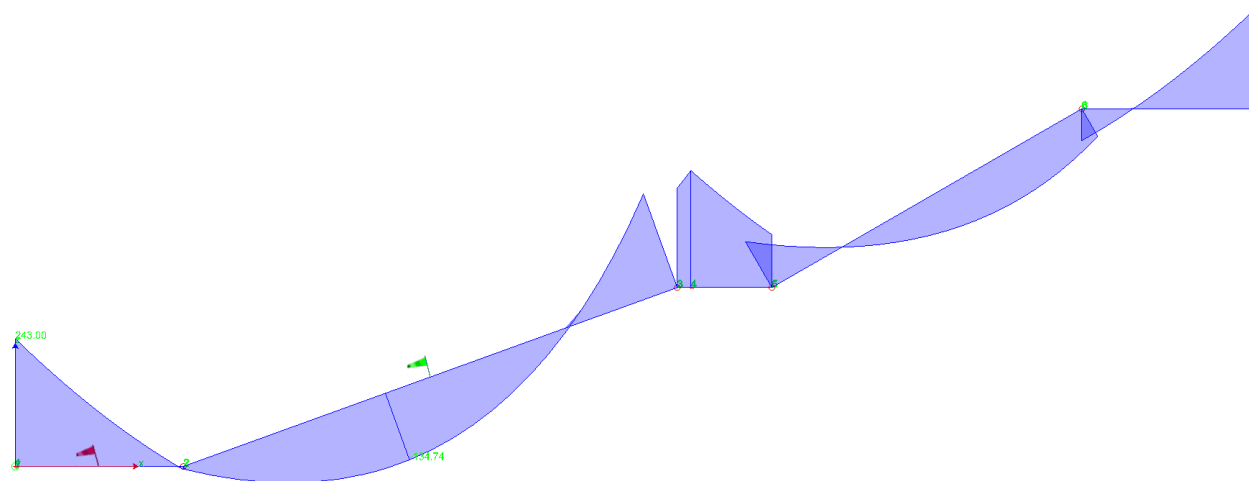


Figura 26 – Gradonata: Momento sollecitante\_SLE Rara – incastro



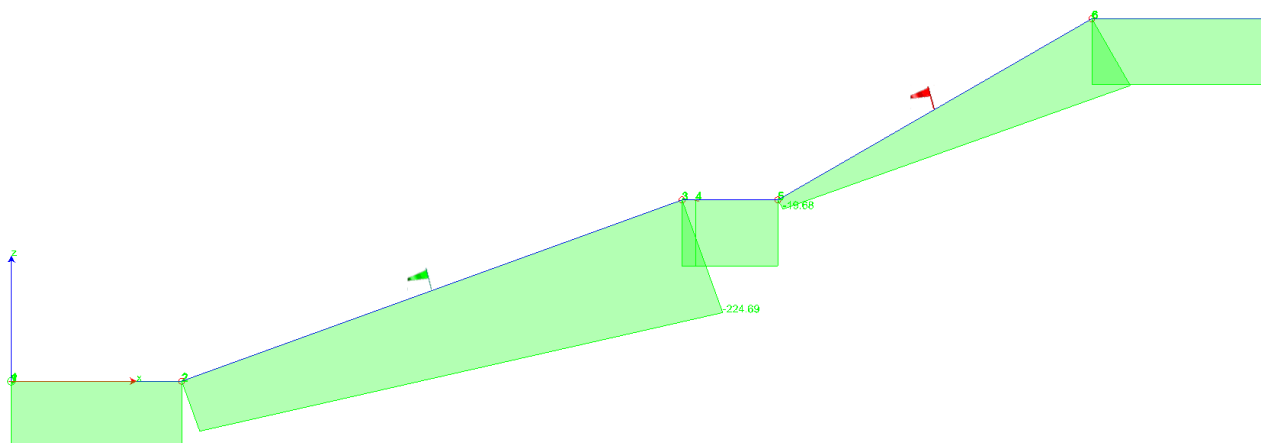


Figura 27 – Gradonata: Sforzo Normale sollecitante\_SLE Rara – appoggio

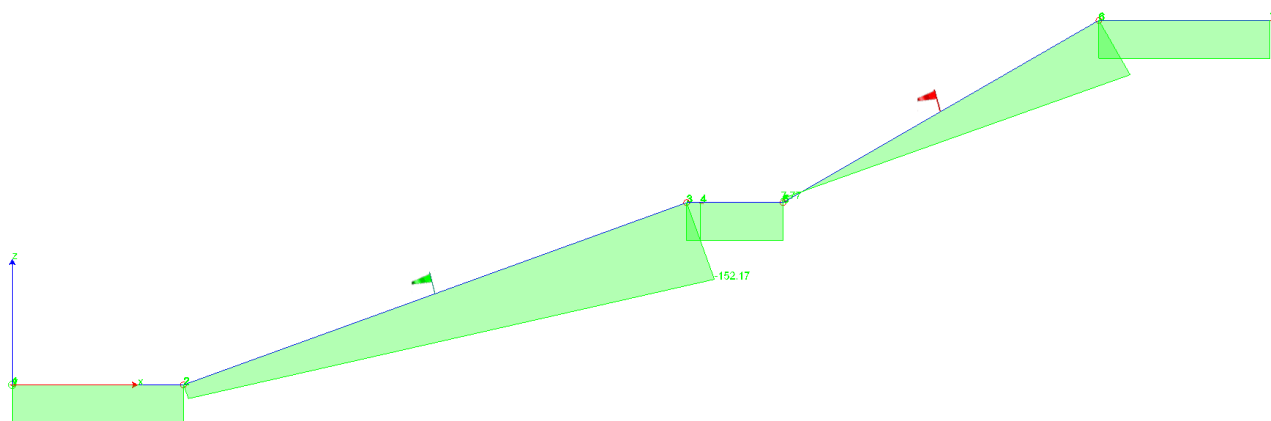


Figura 28 – Gradonata: Sforzo Normale sollecitante\_SLE Rara – incastro

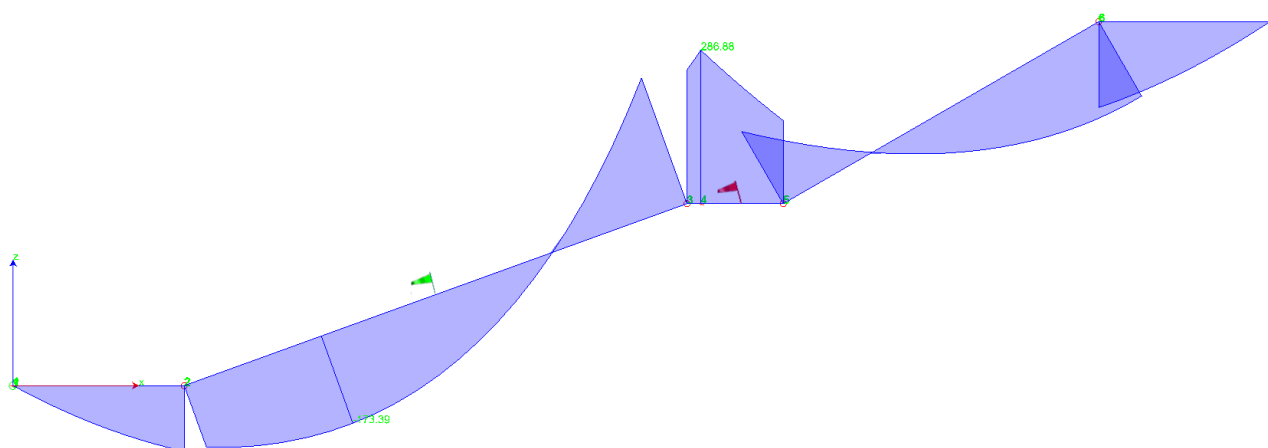


Figura 29 – Gradonata: Momento sollecitante\_SLE Quasi Permanente – appoggio

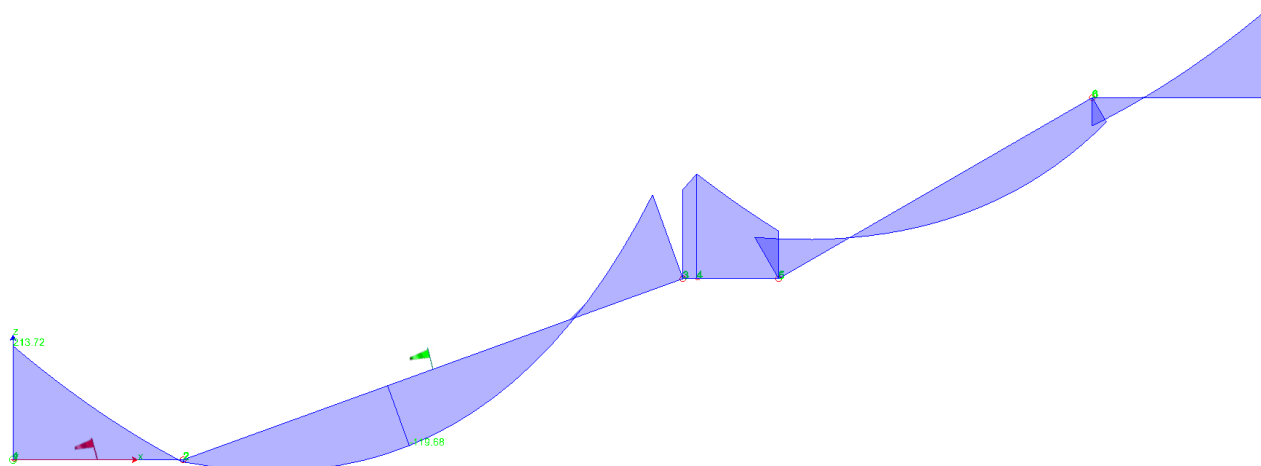


Figura 30 – Gradonata: Momento sollecitante\_SLE Quasi Permanente – incastro

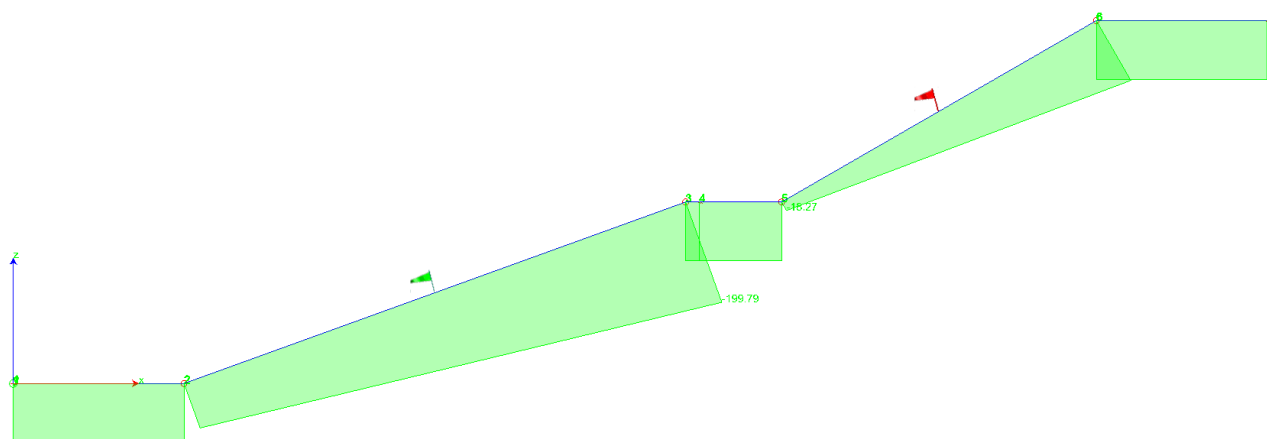


Figura 31 – Gradonata: Sforzo Normale sollecitante\_SLE Quasi Permanente – appoggio

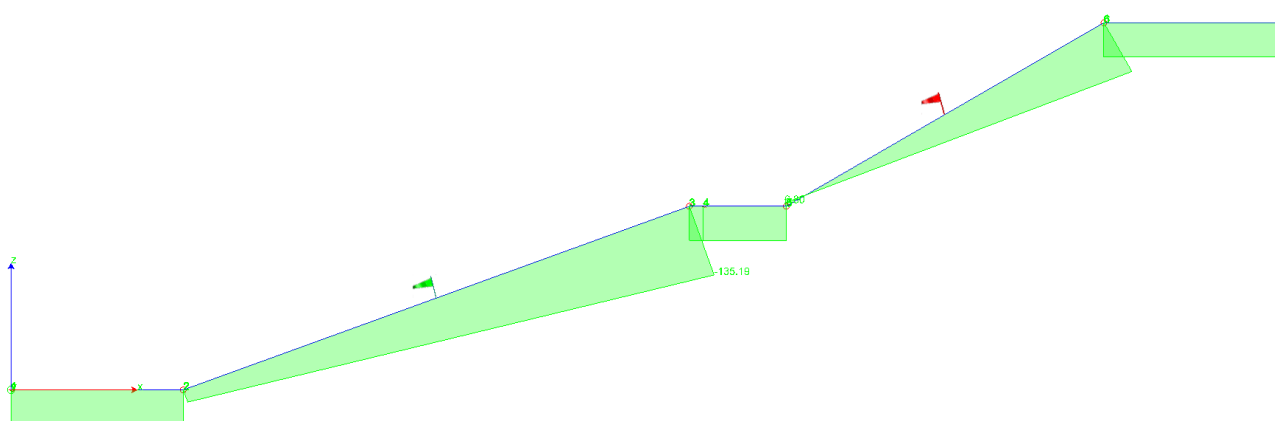


Figura 32 – Gradonata: Sforzo Normale sollecitante\_SLE Quasi Permanente – incastro

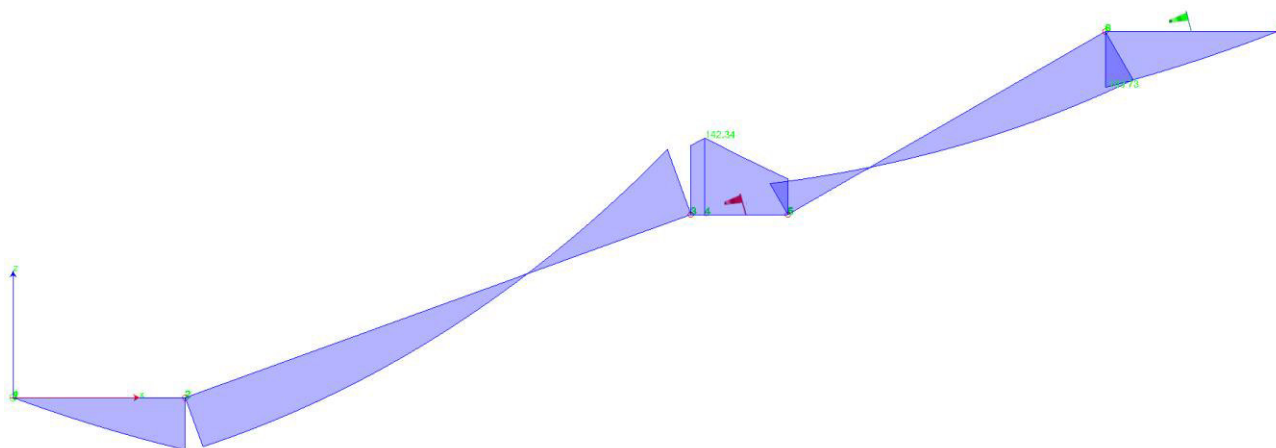


Figura 33 – Scalinata: Momento sollecitante\_SLU – appoggio

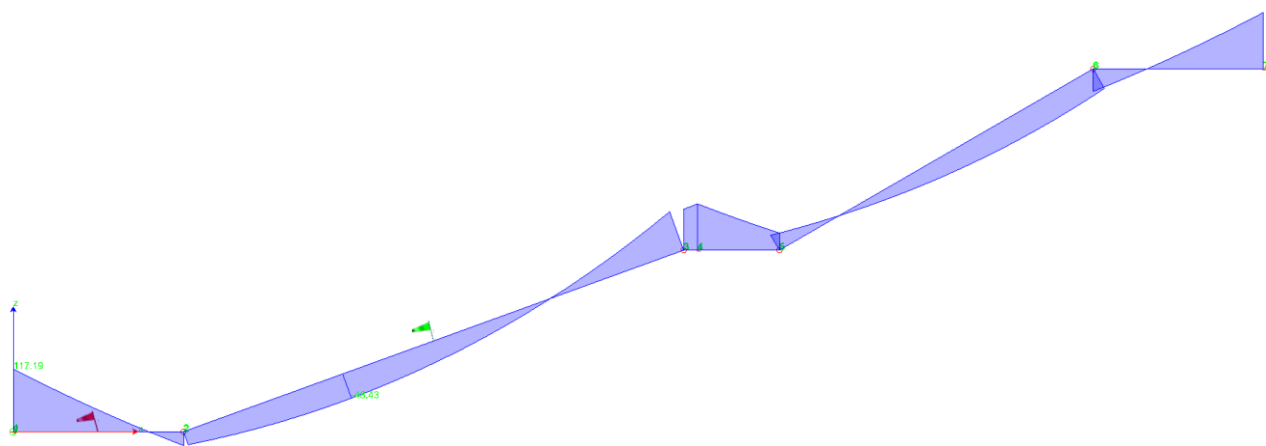


Figura 34 – Scalinata: Momento sollecitante\_SLU – incastro

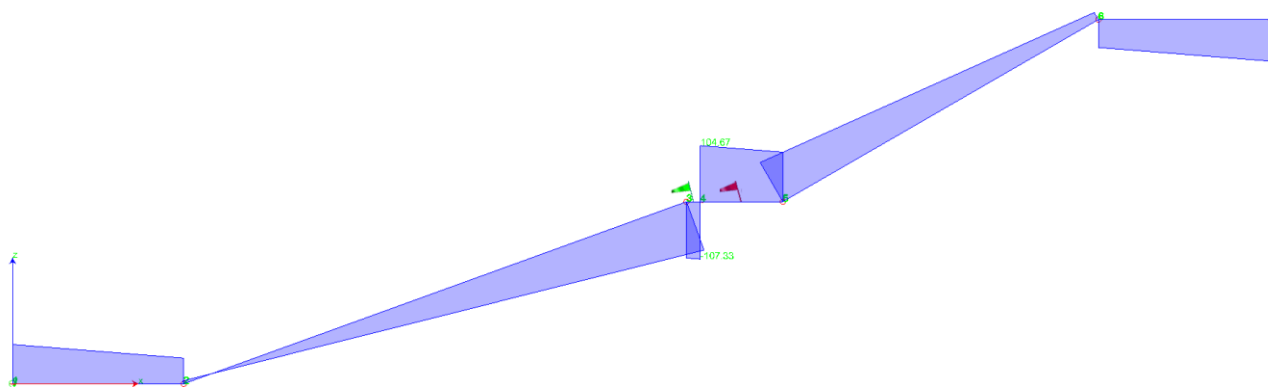


Figura 35 – Scalinata: Taglio sollecitante\_SLU – appoggio

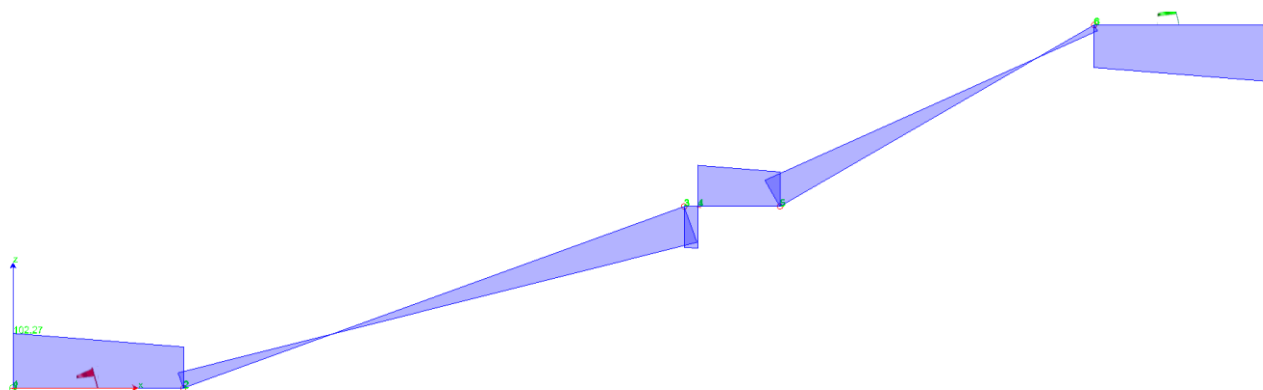


Figura 36 – Scalinata: Taglio sollecitante\_SLU – incastro

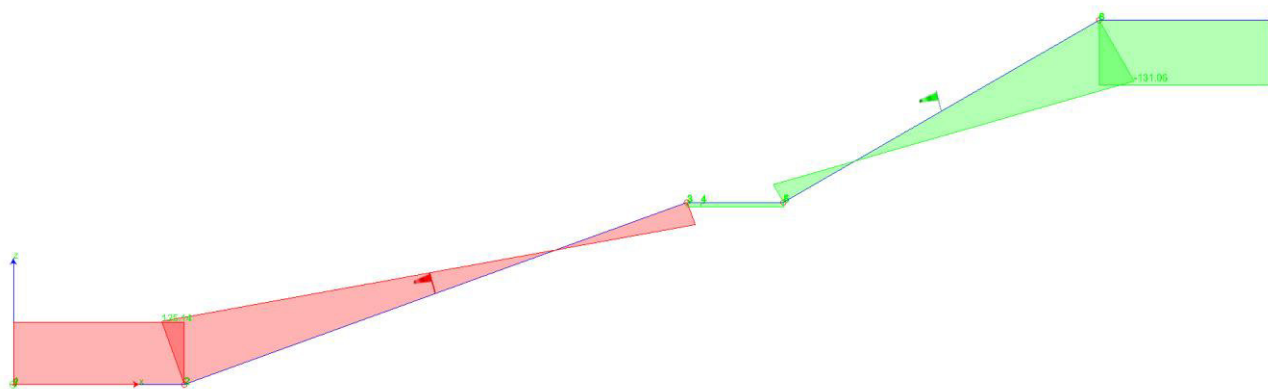


Figura 37 – Scalinata: Sforzo Normale sollecitante\_SLU – appoggio

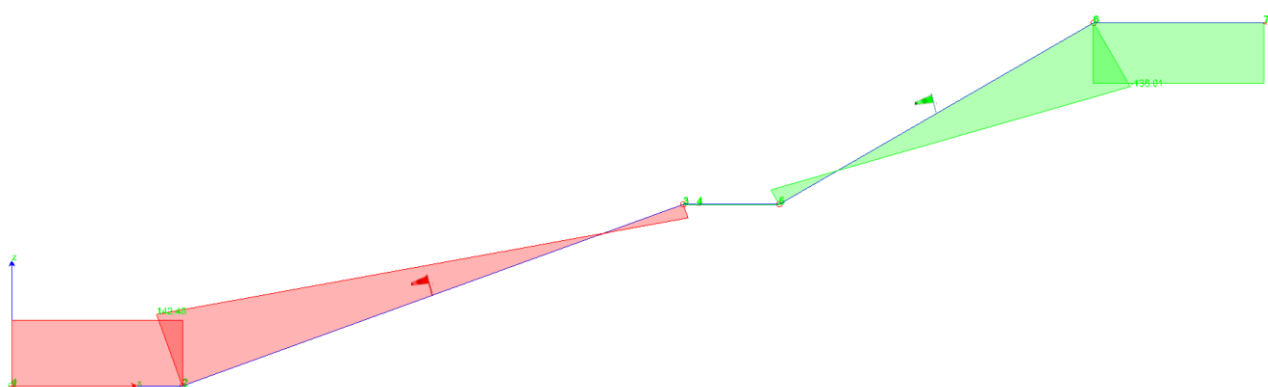


Figura 38 – Scalinata: Sforzo Normale sollecitante\_SLU – incastro

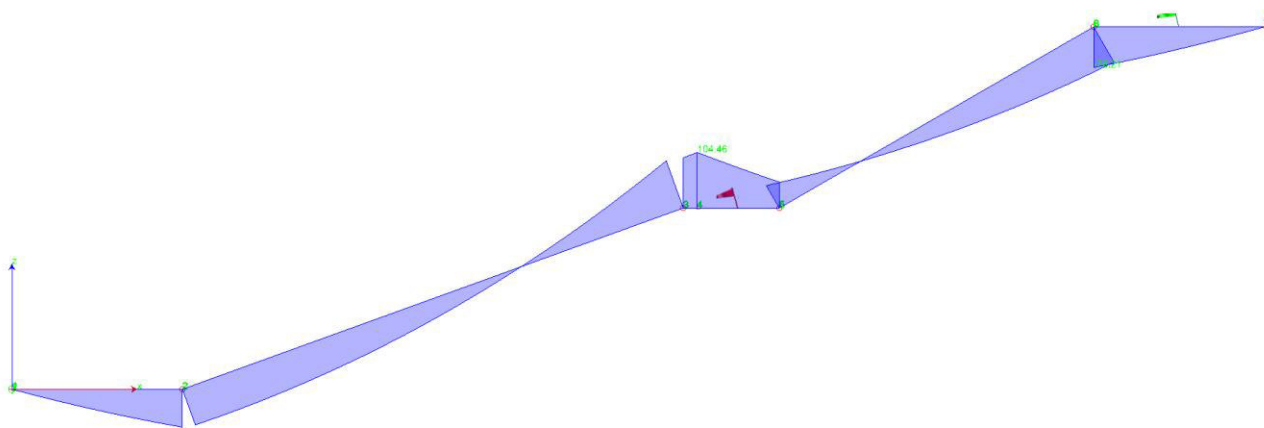


Figura 39 – Scalinata: Momento sollecitante\_SLE Rara – appoggio

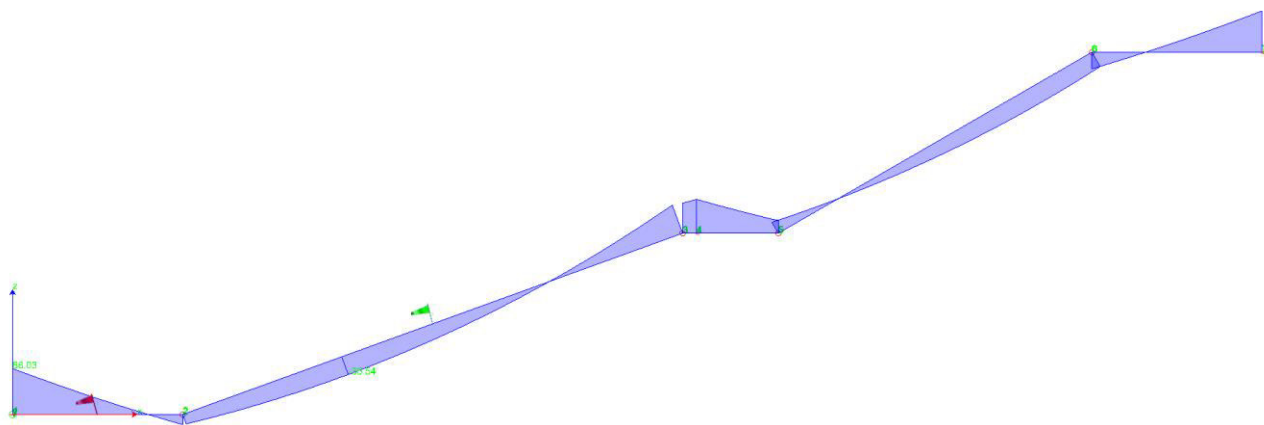


Figura 40 – Scalinata: Momento sollecitante\_SLE Rara – incastro



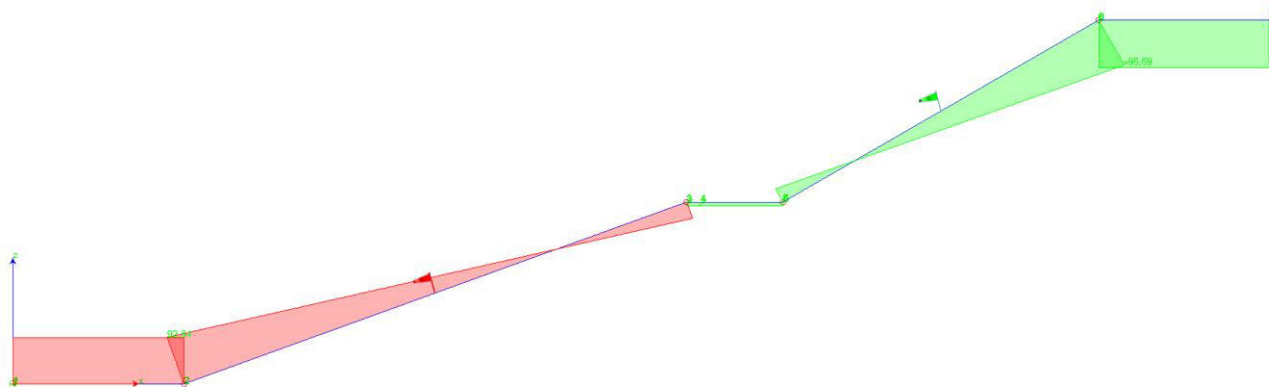


Figura 41 – Scalinata: Sforzo Normale sollecitante\_SLE Rara – appoggio

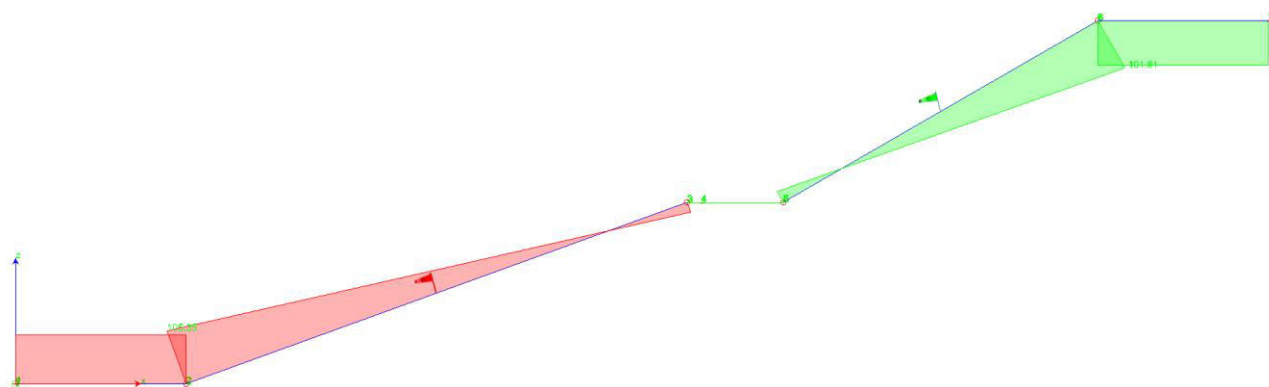


Figura 42 – Scalinata: Sforzo Normale sollecitante\_SLE Rara – incastro



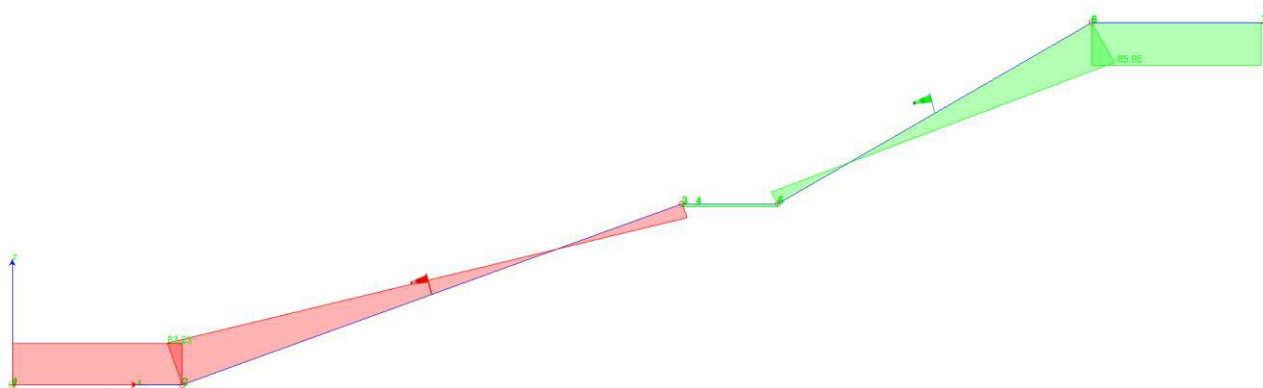


Figura 45 – Scalinata: Sforzo Normale sollecitante\_SLE Quasi Permanente – appoggio

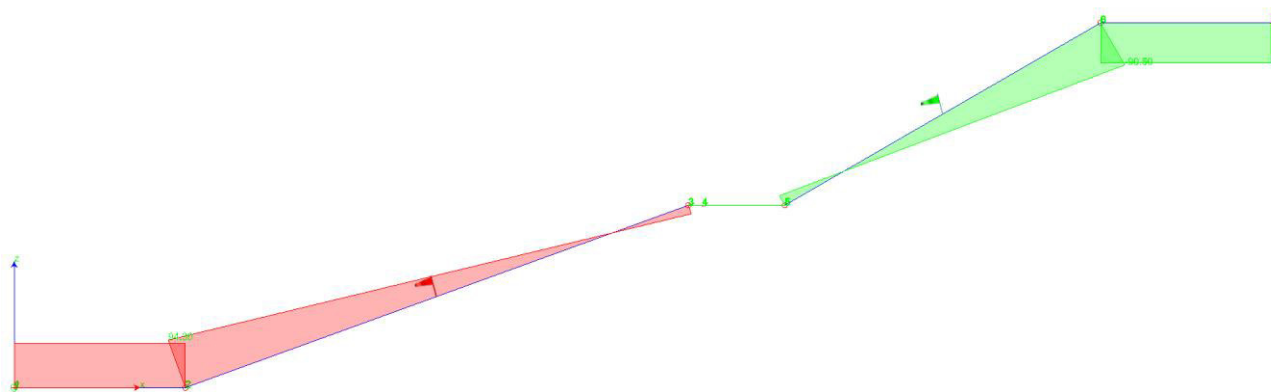


Figura 46 – Scalinata: Sforzo Normale sollecitante\_SLE Quasi Permanente – incastro

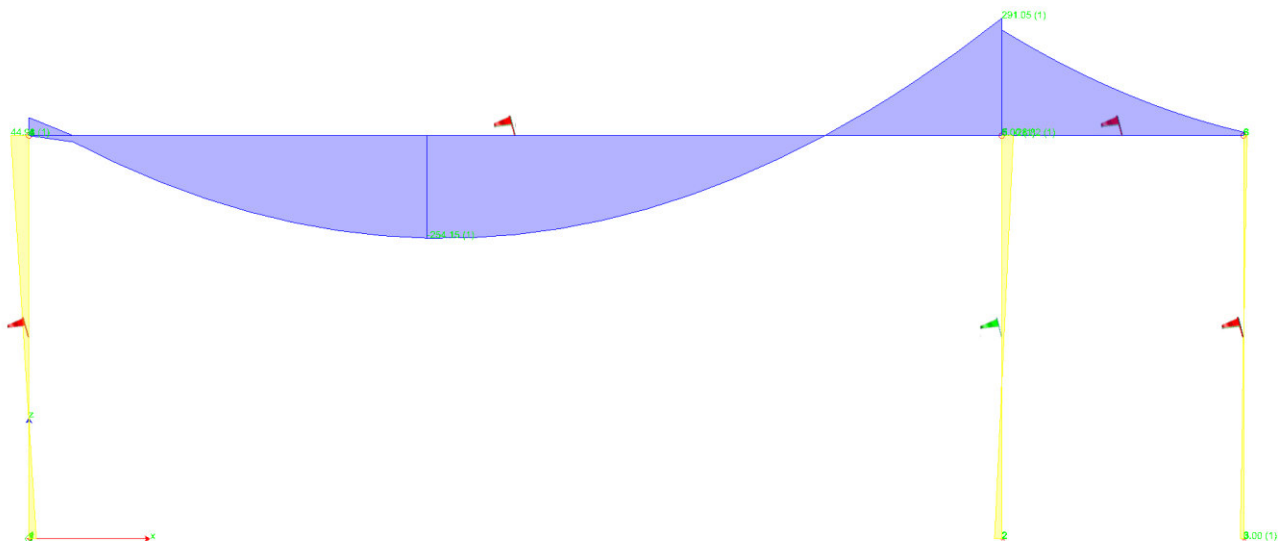


Figura 47 – Pilastri e trave di interpiano: Momento sollecitante\_SLU

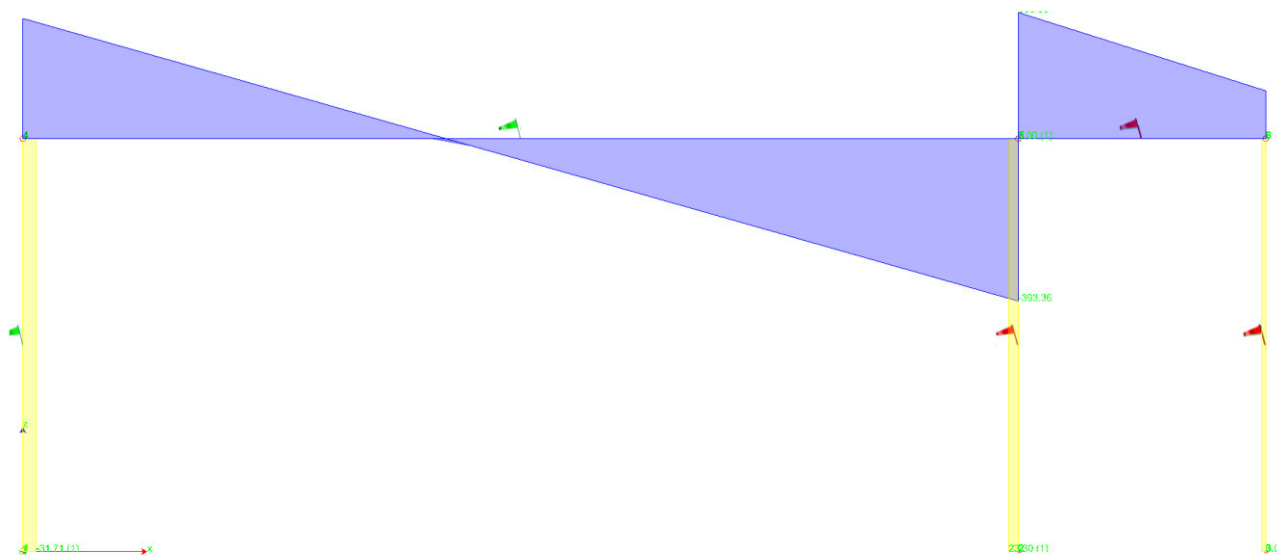


Figura 48 – Pilastri e trave di interpiano: Taglio sollecitante\_SLU

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

### 11.2.2. Scala esterna

#### 11.2.2.1. Geometria

La scala presenta una larghezza complessiva di 11.25 m ed è costituita da gradini di pedata 0.30 m ed alzata 0.16 m. La struttura portante della scala è costituita da una soletta di spessore pari a 17 cm.

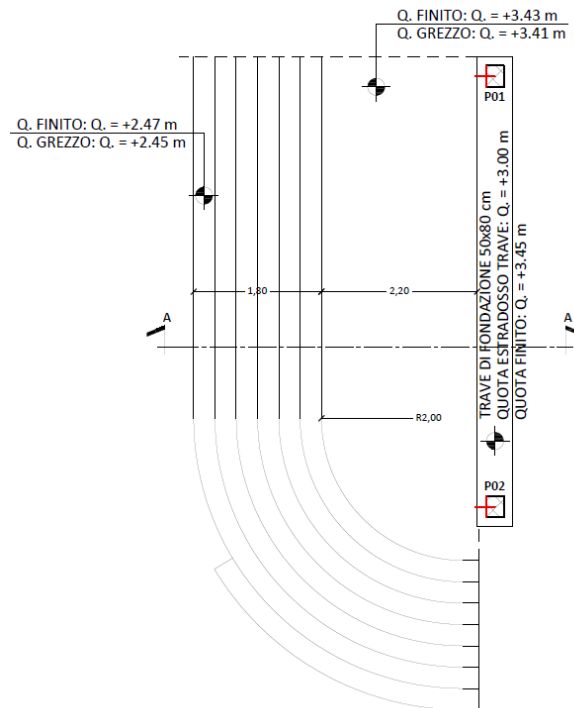


Figura 49 – Scala esterna

#### 11.2.2.2. Materiali

Classe di resistenza del cls:

Tipologia di acciaio per armature:

Resistenza caratteristica del cls:

Resistenza di progetto del cls:

Resistenza di progetto del cls:

Modulo di deformazione del cls:

Resistenza di progetto dell'acciaio:

Modulo di deformazione dell'acciaio:

C35/45
B450C

$f_{ck}$	=	35.00	MPa
$f_{cd}$	=	19.83	MPa
$f_{ctm}$	=	3.54	MPa
$E_{cm}$	=	34077	MPa
$f_{yd}$	=	391.3	MPa
$E_s$	=	210000	MPa

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

11.2.2.3. *Analisi dei carichi*

**Analisi dei carichi:**

**RAMPA:**

Rivestimento pedata:	=	0.29	kN/mq
Rivestimentoalzata:	=	0.13	kN/mq
Gradino:	=	2.00	kN/mq
Soletta:	=	4.81	kN/mq

TOTALE PESI PERMANENTI:	=	7.23	kN/mq
TOTALE PESI ACCIDENTALI:	=	4.00	kN/mq

Parapetto:	=	0.00	kN/m
------------	---	------	------

**Carichi per unità di lunghezza:**

Carichi permanenti strutturali e non:	$(G_1 + G_2)_{RAMPA}$	=	7.23	kN/m
Carichi accidentali:	$Q_{k,RAMPA}$	=	4.00	kN/m

**PIANEROTTOLO:**

Rivestimento pianerottolo:	=	0.27	kN/mq
Soletta in c.a.:	=	4.25	kN/mq

TOTALE PESI PERMANENTI:	=	4.52	kN/mq
TOTALE PESI ACCIDENTALI:	=	4.00	kN/mq

Parapetto:	=	0.00	kN/m
------------	---	------	------

**Carichi per unità di lunghezza:**

Carichi permanenti strutturali e non:	$(G_1 + G_2)_{PIANEROTTOLO}$	=	4.52	kN/m
Carichi accidentali:	$Q_{k,PIANEROTTOLO}$	=	4.00	kN/m

11.2.2.4. *Sollecitazione di progetto*

Le sollecitazioni di calcolo si ottengono mediando i risultati dei due schemi statici rappresentativi dei due casi limite, in cui le travi di innesto della scala hanno rigidezza torsionale infinita (incastro) e nulla (appoggio).

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

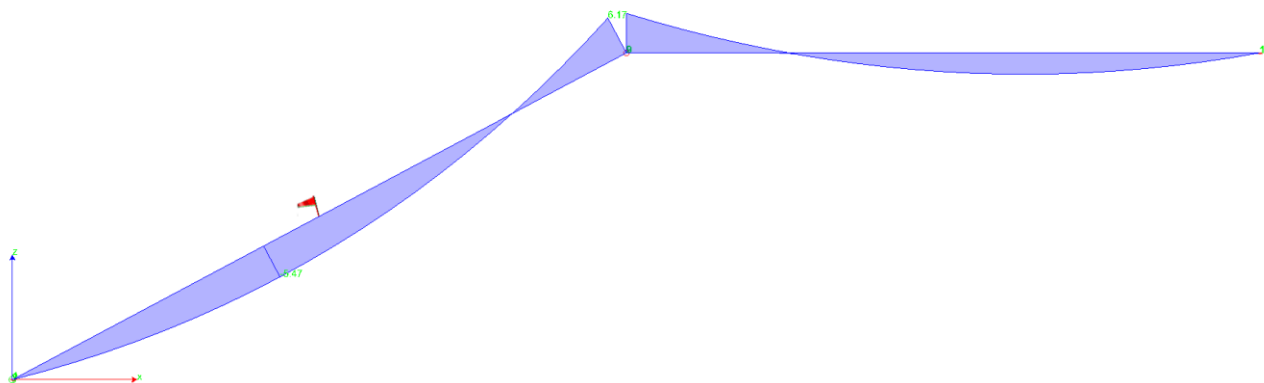


Figura 50 – Momento sollecitante\_SLU – appoggio

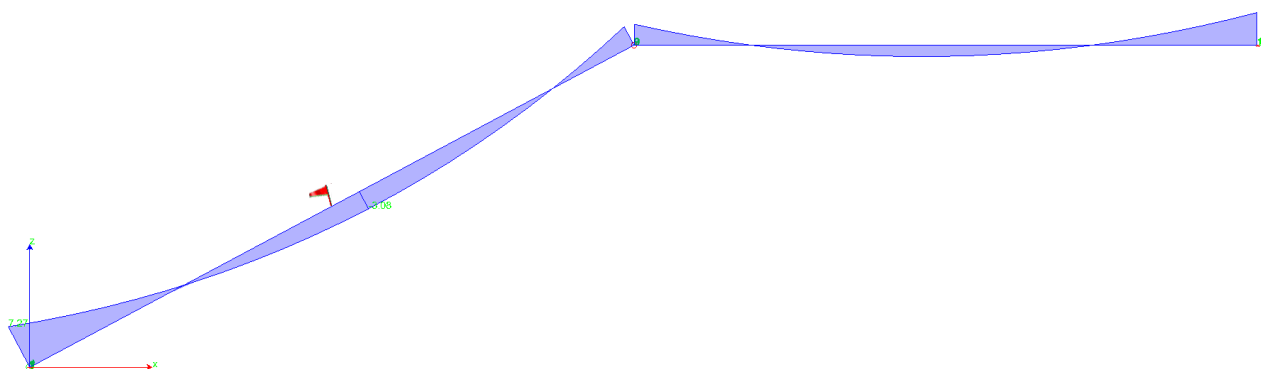


Figura 51 – Momento sollecitante\_SLU – incastro

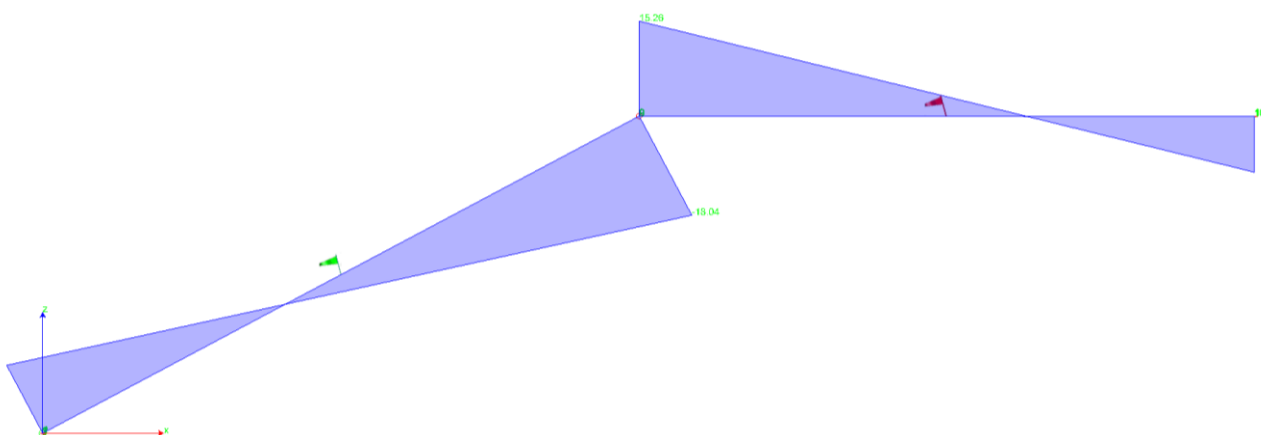


Figura 52 – Taglio sollecitante\_SLU – appoggio

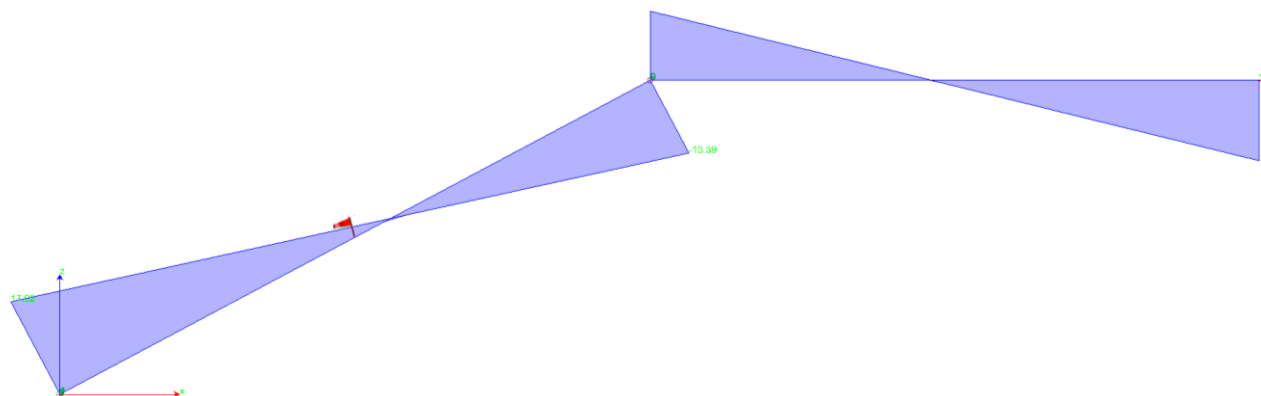


Figura 53 – Taglio sollecitante\_SLU – incastro



RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

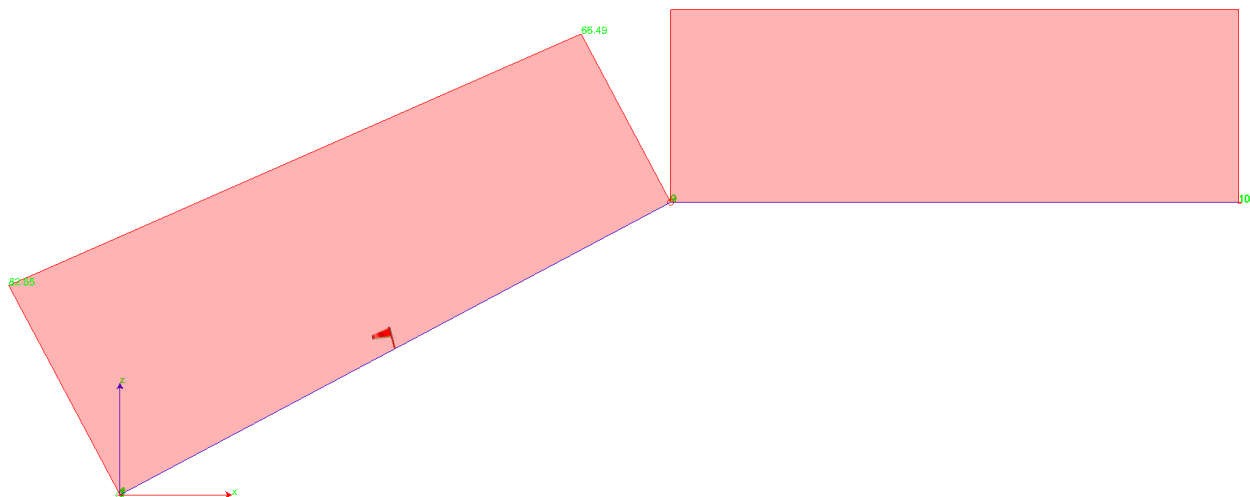


Figura 54 – Sforzo Normale sollecitante\_SLU – appoggio

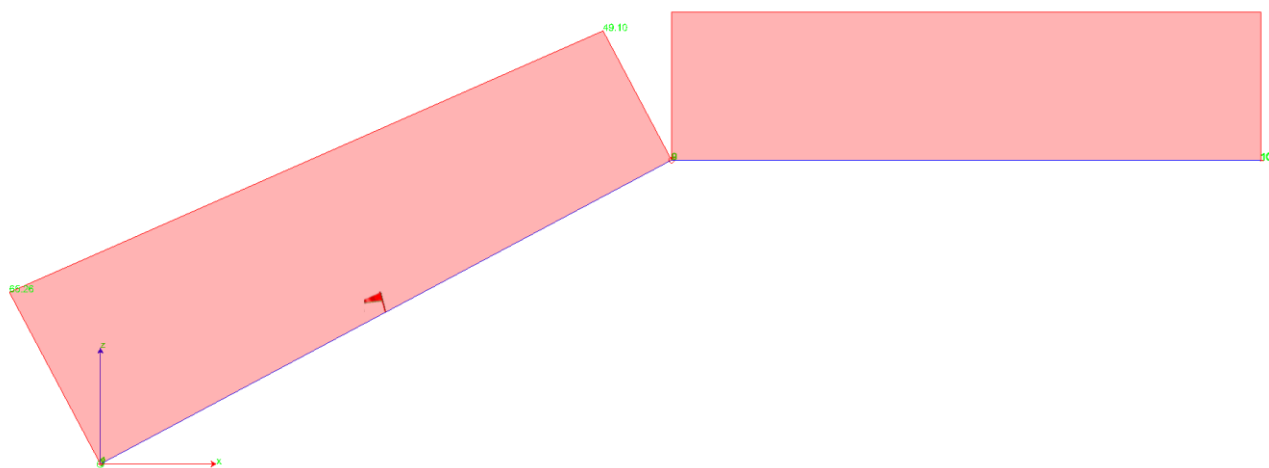


Figura 55 – Sforzo Normale sollecitante\_SLU – incastro

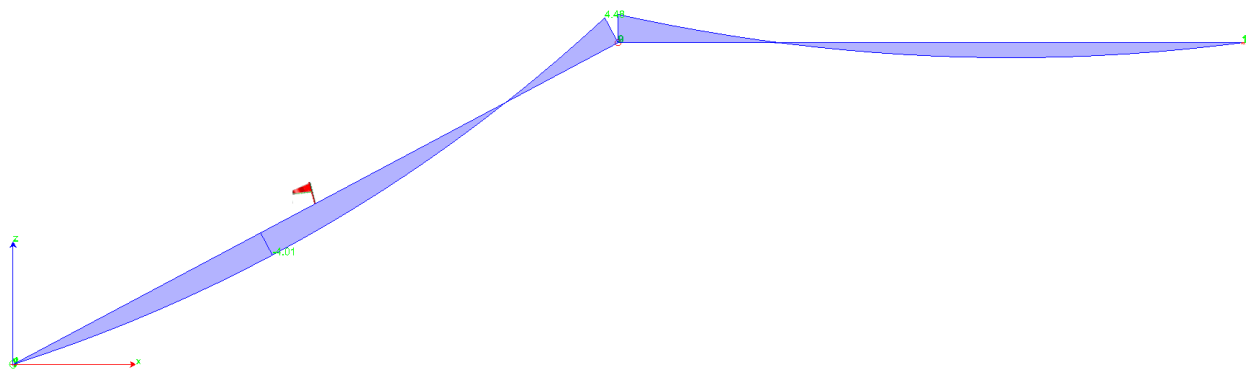


Figura 56 – Momento sollecitante\_SLE Rara – appoggio

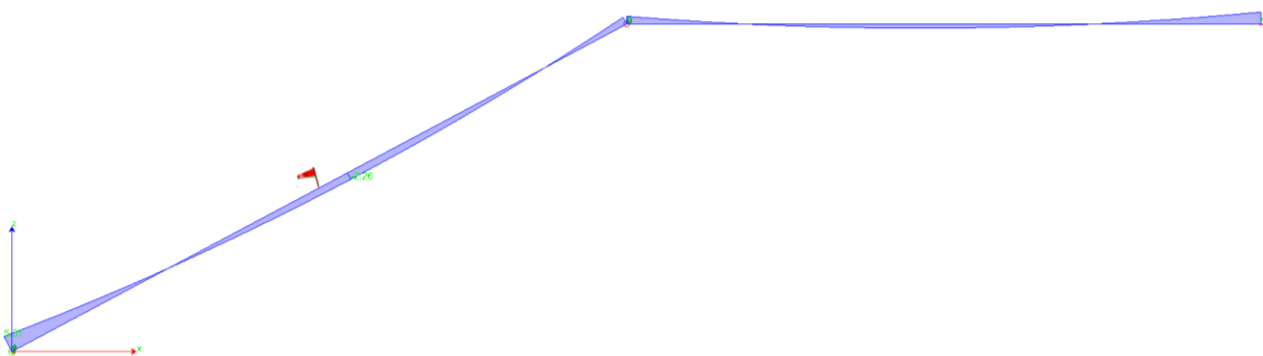


Figura 57 – Momento sollecitante\_SLE Rara – incastro

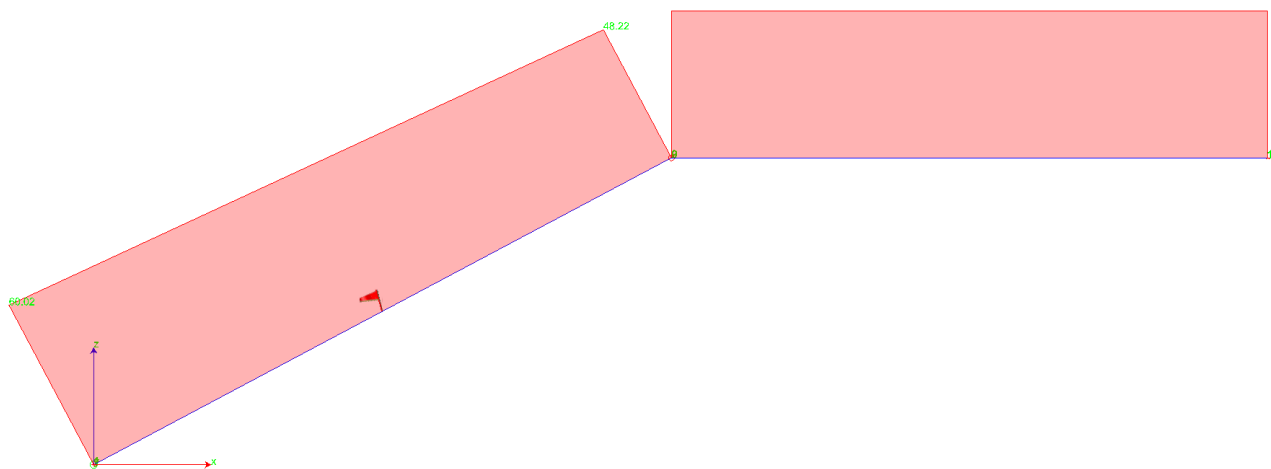


Figura 58 – Sforzo Normale sollecitante\_SLE Rara – appoggio

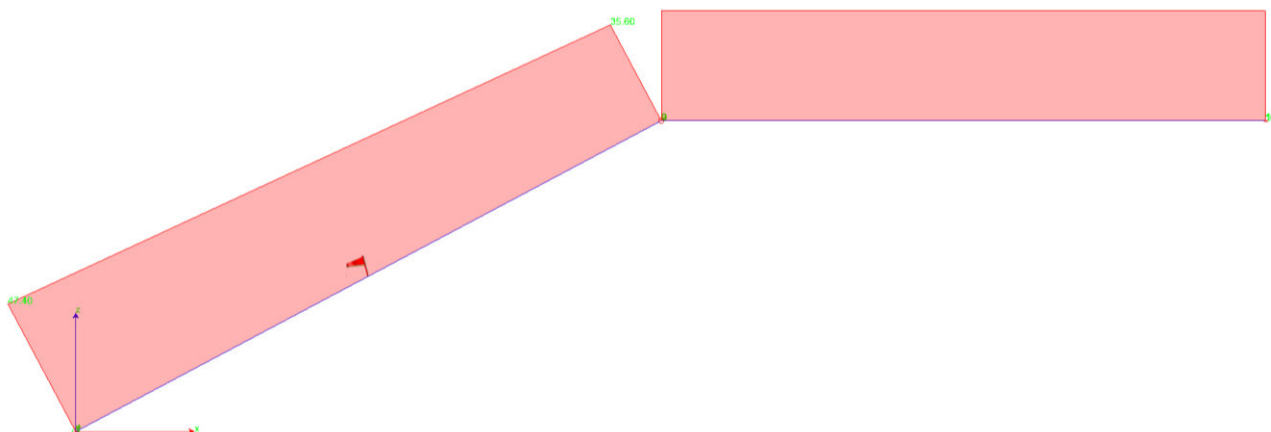


Figura 59 – Sforzo Normale sollecitante\_SLE Rara – incastro

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

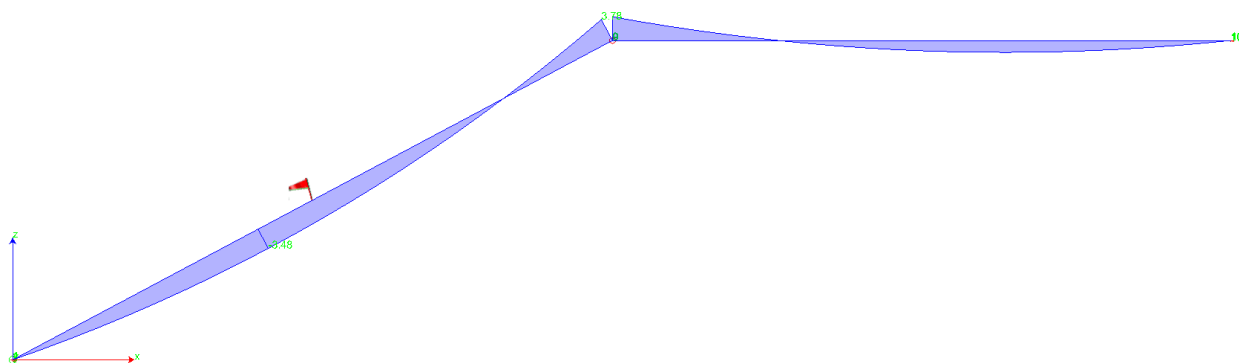


Figura 60 – Momento sollecitante\_SLE Quasi Permanente – appoggio

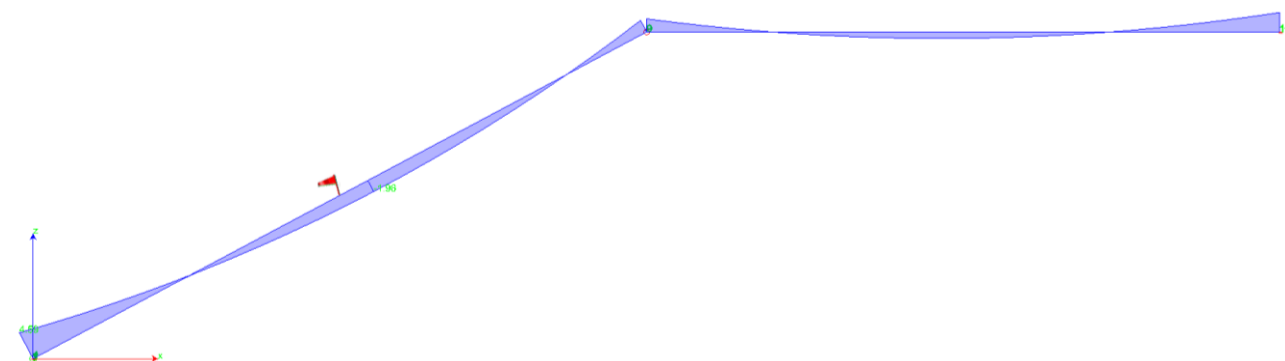


Figura 61 – Momento sollecitante\_SLE Quasi Permanente – incastro

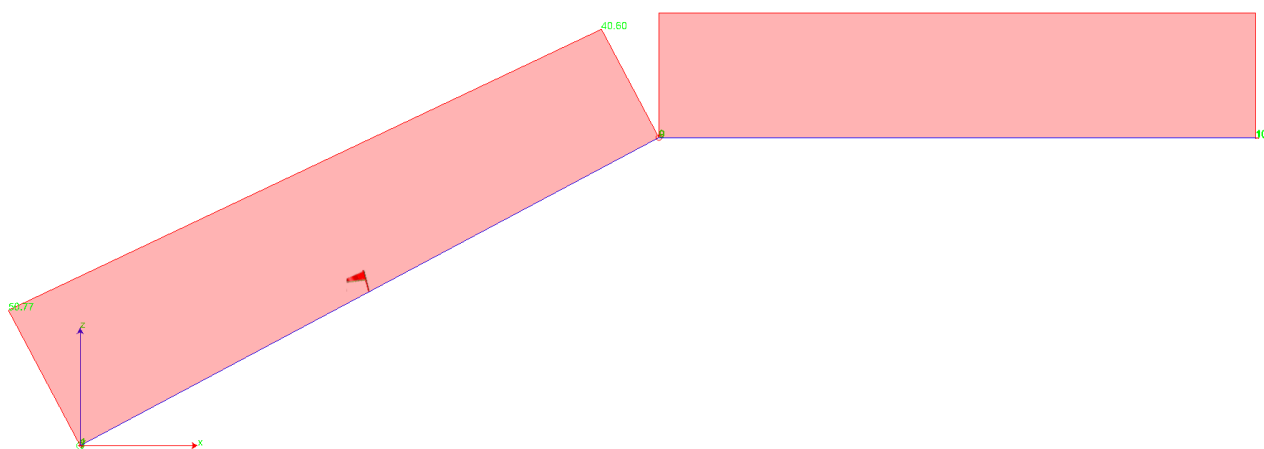


Figura 62 – Sforzo Normale sollecitante\_SLE Quasi Permanente – appoggio

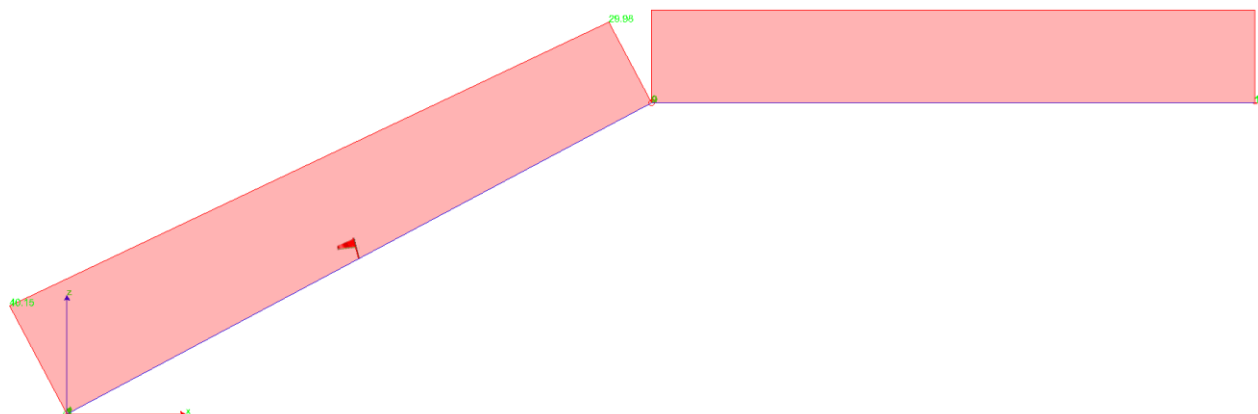


Figura 63 – Sforzo Normale sollecitante\_SLE Quasi Permanente – incastro

### 11.2.3. Tamponature esterne

## VERIFICA ESPULSIONE DEI PANNELLI DI TAMPONATURA

### 1 - PREMESSA ED IPOTESI DI CALCOLO

Secondo il § 7.2.3 del D.M. 17 gennaio 2018, con l'esclusione dei soli tamponamenti interni di spessore non superiore a 100 mm, gli elementi costruttivi senza funzione strutturale, il cui danneggiamento può provocare danni a persone, devono essere verificati, insieme alle loro connessioni alla struttura, per l'azione sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite considerati.

Gli effetti dell'azione sismica sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale possono essere determinati applicando a tali elementi una forza orizzontale  $F_a$  definita come segue (§ 7.2.3 - Formula 7.2.1):

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a}{q_a}$$

dove:

$F_a$  = Forza sismica orizzontale agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;

$W_a$  = Peso dell'elemento comprensivo delle parti non aventi funzione resistente (intonaco, isolamento termico eccetera);

$S_a$  = Accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (vedi § 3.2.1);

$q_a$  = Fattore di struttura del pannello.

In assenza di specifiche determinazioni, per  $q_a$  si possono assumere i valori riportati nella Tab. 7.2.I. di cui al § 7.2.3 delle NTC 2018:

**Tabella 7.2.I – Valori di  $q_a$  per elementi non strutturale**

Elemento non strutturale	$q_a$
Parapetti o decorazioni aggettanti	1,0
Insegne e pannelli pubblicitari	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	
Pareti interne ed esterne	2,0
Tramezzature e facciate	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa	
Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggiati sul pavimento	
Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

In mancanza di analisi più accurate l'accelerazione massima  $S_a$  può essere calcolata con la seguente relazione (§ 7.2.3 - Formula 7.2.2):

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[ \frac{3 \cdot \left( 1 + \frac{Z}{H} \right)}{1 + \left( 1 - \frac{T_a}{T_1} \right)^2} - 0,5 \right]$$

dove:

- $\alpha$  = Rapporto tra l'accelerazione massima del terreno  $a_g$  su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (vedi § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità  $g$ ;
- $S$  = Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1 (Formula 3.2.5:  $S = S_T \cdot S_S$ );
- $S_T$  = Coefficiente di amplificazione topografica (§ 3.2.3.2.1 - Tabella 3.2.VI);
- $S_S$  = Coefficiente di amplificazione stratigrafica (§ 3.2.3.2.1 - Tabella 3.2.V);
- $T_a$  = Periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;
- $T_1$  = Periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;
- $Z$  = Quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (vedi § 3.2.2);
- $H$  = Altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione.

Il valore del coefficiente sismico  $S_a$  non può essere assunto minore di  $\alpha \cdot S$ . Volendo procedere a vantaggio di sicurezza, nel calcolo del fattore  $S_a$  si può porre il rapporto  $T_a/T_1$  pari a 1.

Relativamente al calcolo del periodo di vibrazione dell'elemento non strutturale ( $T_a$ ) si può fare riferimento alla seguente formulazione:

$$T_a = \frac{2 \cdot h^2}{(\pi \cdot k^2)} \cdot \sqrt{\frac{A \cdot \gamma_{mur}}{E \cdot I \cdot g}}$$

dove:

- $k$  = Numero intero che indica il modo di vibrare considerato per l'elemento non strutturale (= 1,2,3, per il primo, secondo, terzo modo di vibrare eccetera);
- $h$  = Altezza del pannello di tamponatura;
- $s$  = Spessore del pannello di tamponatura, comprensivo anche delle parti non aventi funzione resistente (intonaco, isolamento eccetera);
- $L$  = Lunghezza del pannello di tamponatura;
- $A$  = Area di base del pannello di tamponatura ( $A = s \cdot L$ );
- $\gamma_{mur}$  = Peso per unità di volume del pannello di tamponatura;
- $E$  = Modulo elastico del pannello di tamponatura;
- $I$  = Momento di inerzia del pannello di tamponatura rispetto all'asse baricentrico ortogonale alla forza  $F_a$ , calcolato tenendo conto delle parti non aventi funzione resistente (intonaco, isolamento termico eccetera);
- $g$  = Accelerazione di gravità.

**RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE**

Le verifiche di resistenza e stabilità del pannello di tamponatura vengono effettuate per tre diverse ipotesi di calcolo, ovvero:

**1) Tamponatura doppiamente appoggiata in testa ed al piede con carico concentrato in mezzeria**

In tale ipotesi il momento sollecitante massimo, valutato nella sezione di mezzeria, è pari a:

$$M_{ed} = \frac{F_a \cdot h}{4}$$

In tale ipotesi il momento resistente è invece pari a:

$$M_{rd} = \left( L \cdot s^2 \cdot \frac{\sigma_0}{2} \right) \cdot \left( 1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_d} \right)$$

**2) Tamponatura doppiamente appoggiata in testa ed al piede con carico uniformemente distribuito**

In tale ipotesi il momento sollecitante massimo, valutato nella sezione di mezzeria, è pari a:

$$M_{ed} = \frac{(F_a \cdot h^2)}{8h}$$

In tale ipotesi il momento resistente è invece pari a:

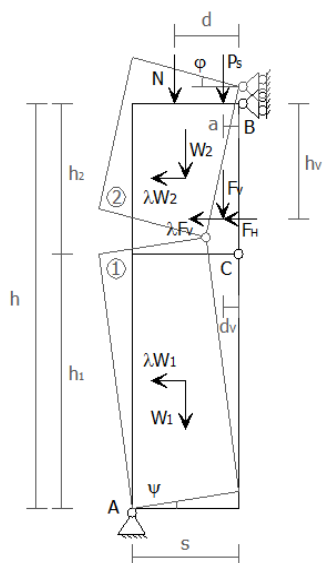
$$M_{rd} = \left( L \cdot s^2 \cdot \frac{\sigma_0}{2} \right) \cdot \left( 1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_d} \right)$$

**3) Cinematismo con formazione di cerniere plastiche in appoggio e in mezzeria**

In tale ipotesi il momento ribaltante massimo, valutato nella sezione di mezzeria, è pari a:

$$M_{ed} = \left( F_a \cdot \frac{h}{8} \right) + \left( W_a \cdot \frac{s}{4} \right)$$

In tale ipotesi il momento stabilizzante, con riferimento alla sezione di mezzeria, è invece pari a:



$$M_{rd} = \frac{W_a}{2} \cdot \left[ s - \frac{W_a}{4 \cdot 0,85 f_d \cdot L} \right]$$

In tutte e tre le ipotesi considerate la verifica risulta essere soddisfatta se  $M_{rd}/M_{ed} \geq 1$ .

I calcoli di verifica sono stati svolti per il solo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Se la classe d'uso dell'edificio è superiore alla classe d'uso II, la verifica deve essere effettuata anche per lo stato limite di danno (SLD).

## 2 - VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA'

Nel caso in esame si provvede a verificare i tamponamenti esterni, per i quali il fattore di struttura  $q_a$  risulta essere pari a 2, come si evince dalla Tabella 7.2.I. Le tamponature oggetto di verifica risultano essere costituite da blocchi in laterizio forati intonacati su entrambi i lati.

I calcoli successivi fanno riferimento ad un pannello di tamponatura situato all'ultimo livello del fabbricato, ove le azioni dovute al sisma risultano essere più gravose. Nel caso di tamponatura di forma trapezoidale e/o triangolare, tipica dei livelli più alti (di sottotetto), si provvederà ad effettuare i calcoli di verifica (in forma semplificata) su un pannello equivalente di forma rettangolare, avente lunghezza pari a quella effettiva e altezza pari alla media delle altezze del pannello stesso.

Per le verifiche inerenti tutti gli altri pannelli di tamponatura del fabbricato si rimanda alle tabelle riassuntive riportate in appendice.

Le caratteristiche geometriche e meccaniche dei parametri in gioco vengono riportate di seguito:

Altezza minima del pannello di tamponatura	$h_{min}$	2.87 m
Altezza massima del pannello di tamponatura	$h_{max}$	2.87 m
Quota dell'impalcato su cui poggia la tamponatura dal piano di fondazione	$Z_{imp}$	4.05 m
Quota del baricentro della tamponatura dal piano di fondazione	$Z$	5.49 m
Altezza del fabbricato misurata a partire dal piano di fondazione	$H$	7.46 m
Altezza del pannello di tamponatura	$h$	2.87 m
Resistenza caratteristica a compressione dell'elemento della tamponatura	$f_{bk}$	10.00 N/mm <sup>2</sup>
Tipo di malta		M 15
Resistenza a compressione della malta	$f_m$	15.00 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione del pannello di tamponatura	$f_k$	6.20 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_m$	2.5
Resistenza di progetto del pannello di tamponatura	$f_d$	2.48 N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico del pannello di tamponatura	$E$	6200 N/mm <sup>2</sup>
Spessore del pannello di tamponatura	$s$	0.30 m
Lunghezza del pannello di tamponatura	$L$	5.80 m
Area di base del pannello di tamponatura	$A$	1.74 m <sup>2</sup>
Momento di inerzia del pannello di tamponatura	$I$	0.0131 m <sup>4</sup>
Peso per unità di volume del pannello di tamponatura	$\gamma_{mur}$	18000 N/m <sup>3</sup>
Modo di vibrare preso in esame per l'elemento non strutturale	$k$	1
Accelerazione di gravità	$g$	9.81 m/s <sup>2</sup>

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

Si ottiene pertanto:

Periodo di vibrazione dell'elemento non strutturale	$T_a$	0.033 s
Periodo della struttura in direzione ortogonale al piano della tamponatura	$T_1$	0.260 s
Accelerazione orizzontale massima al suolo per terreno di categoria A	$a_g$	0.1820 g
Procedere a vantaggio di sicurezza?		Si
Rapporto tra il periodo di vibrazione della tamponatura e il periodo della struttura in direzione ortogonale al piano della tamponatura	$T_a/T_1$	1.000
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	$F_0$	2.465
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	$T_C^*$	0.296 s
Vita nominale	$V_N$	50
Quota s.l.m. del sito	$q$	490 m
Classe d'uso	$C$	III
Coefficiente d'uso	$C_U$	1.50
Periodo di riferimento dell'azione sismica	$V_R$	75
Probabilità di superamento	$P_{VR}$	10%
Tempo di ritorno dell'azione sismica	$T_R$	711.842
Categoria di sottosuolo		B
Coefficienti di amplificazione stratigrafica	$S_S$	1.20
	$C_C$	1.40
Categoria topografica		T3
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T$	1.20
Coefficiente per categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche	$S$	1.44
Periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante	$T_B$	0.138 s
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro	$T_C$	0.415 s
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro	$T_D$	2.328 s
Accelerazione massima calcolata allo SLV	$S_a$	1.126/g
Peso del pannello di tamponatura	$W_a$	89888.40 N
Tensione media agente sulla sezione mediana del pannello	$\sigma_0$	0.026 N/mm <sup>2</sup>
Fattore di struttura del pannello di tamponatura	$q_a$	2
Forza sismica orizzontale agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole	$F_a$	50607.17 N



RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

Le verifiche di resistenza e stabilità della tamponatura forniscono, per le tre ipotesi considerate, i seguenti risultati:

**1) Tamponatura doppiamente appoggiata in testa ed al piede con carico concentrato in mezzeria**

Momento sollecitante massimo nella sezione di mezzeria	$M_{ed}$	36310.64 Nm
Momento resistente	$M_{rd}$	6659.02 Nm
Rapporto tra momento resistente e momento sollecitante	$M_{rd}/M_{ed}$	0.18
<b><math>M_{rd}/M_{ed} &lt; 1</math> - VERIFICA NON SODDISFATTA</b>		

**2) Tamponatura doppiamente appoggiata in testa ed al piede con carico uniformemente distribuito**

Momento sollecitante massimo nella sezione di mezzeria	$M_{ed}$	18155.32 Nm
Momento resistente	$M_{rd}$	6659.02 Nm
Rapporto tra momento resistente e momento sollecitante	$M_{rd}/M_{ed}$	0.37
<b><math>M_{rd}/M_{ed} &lt; 1</math> - VERIFICA NON SODDISFATTA</b>		

**3) Cinematismo con formazione di cerniere plastiche in appoggio e in mezzeria**

Momento ribaltante massimo nella sezione di mezzeria	$M_{ed}$	24896.95 Nm
Momento stabilizzante nella sezione di mezzeria	$M_{rd}$	13400.65 Nm
Rapporto tra momento resistente e momento ribaltante	$M_{rd}/M_{ed}$	0.54
<b><math>M_{rd}/M_{ed} &lt; 1</math> - VERIFICA NON SODDISFATTA</b>		

Qualora le verifiche di resistenza e stabilità del pannello non risultino verificate bisognerà provvedere all'inserimento di leggere reti da intonaco sui due lati della muratura, collegate tra loro ed alle strutture circostanti a distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale che in direzione verticale, ovvero all'inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm, così come prescritto dalla Circolare 21 gennaio 2019 n° 7 al § C7.3.6.2.

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

**3 - VERIFICHE IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO**

Per quanto riguarda la verifica in termini di contenimento del danno, per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si provvede a verificare che l'azione sismica di progetto non produca sui pannelli di tamponatura esterni, non dotati di funzione strutturale, danni tali da rendere il fabbricato

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo stato limite di danno (SLD) siano inferiori, per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa, al limite indicato nel seguito:

$$d_r < 0,005h$$

dove:

$d_r$  = Spostamento di interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo il §7.3.3 o §7.3.4;  
h = Altezza del piano.

Lo spostamento  $d_r$  viene calcolato come il rapporto tra la forza agente in mezzeria del pannello, valutata per lo stato limite di danno, e la rigidezza dello stesso, ovvero:

$$d_r = \frac{F_{a,SLD}}{k_p}$$

dove:

$F_{a,SLD}$  = Forza sismica orizzontale agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;  
 $k_p$  = Rigidezza del pannello di tamponatura.

con la rigidezza  $k_p$  data dalla seguente relazione:

$$k_p = \frac{384}{5} \cdot \frac{EI}{h^3}$$

Si ottiene pertanto, con riferimento allo stato limite di danno:

Accelerazione orizzontale massima al suolo	$a_{g,SLD}$	0.0791 g
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	$F_{0,SLD}$	2.503
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_{S,SLD}$	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T$	1.20
Accelerazione massima calcolata allo SLD	$S_{a,SLD}$	0.536/g
Rigidezza del pannello di tamponatura	$k_p$	262855.90 kN/m
Forza sismica orizzontale agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole	$F_{a,SLD}$	24.09 kN

da cui:

Spostamento massimo in mezzeria del pannello di tamponatura	$d_r$	0.092 mm
Eccentricità accidentale	$d_{max}$	14.350 mm
<b>dr &lt; dmax - VERIFICA SODDISFATTA</b>		

### 11.3. Corpo servizi

L'edificio è stato modellato considerando un unico corpo.

Si è condotta quindi un'analisi numerica di tipo dinamico modale al fine di determinare le sollecitazioni e gli spostamenti per i carichi verticali e sotto l'azione sismica di normativa. Si sono determinate le sollecitazioni di inviluppo, sia per i carichi verticali sia per le azioni sismiche, considerando le combinazioni di carico come da normativa.

Essendo la struttura del corpo servizi ad un solo piano e di piccole dimensioni è stata effettuata un'analisi con **fattore di struttura unitario**.

In ogni caso gli elementi resistenti sono stati distribuiti in pianta e in altezza verificando che ad ogni piano il centro di massa non risulti troppo distante dal centro di rigidezza, così da limitare gli effetti torsionali che si manifestano quando si ha una concentrazione di rigidezza condensata in una determinata zona del fabbricato. Gli effetti torsionali, infatti, sono i più dannosi per l'edificio in quanto la struttura non risponde in maniera omogenea, vengono sollecitati in modo non uniforme i vari elementi e non si ottiene la massima dissipazione di energia. Avere un edificio torsionalmente disaccoppiato (cioè un edificio che ha i primi modi di vibrare traslazionali) permette di sfruttare appieno le risorse di duttilità, dissipando quindi gran parte dell'energia sismica. La resistenza e la rigidezza flessionali devono esser distribuite equamente secondo le due direzioni ortogonali, senza privilegiarne una in particolare, assicurando un buon comportamento della struttura qualunque sia la direzione del moto sismico. Per limitare al massimo gli effetti torsionali, infine, si deve garantire resistenza e rigidezza torsionali elevate in modo da ridurre il rischio che spostamenti differenziati dovuti a tali effetti nei diversi elementi strutturali inducano sollecitazioni non uniformi.

La struttura ha mostrato un buon comportamento sia sotto l'azione dei carichi verticali (che per alcuni elementi è la combinazione di carico più importante) sia sotto l'azione sismica. Si riportano di seguito alcune schermate rappresentative delle deformate e delle sollecitazioni principali della struttura che attestano il corretto dimensionamento svolto.

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

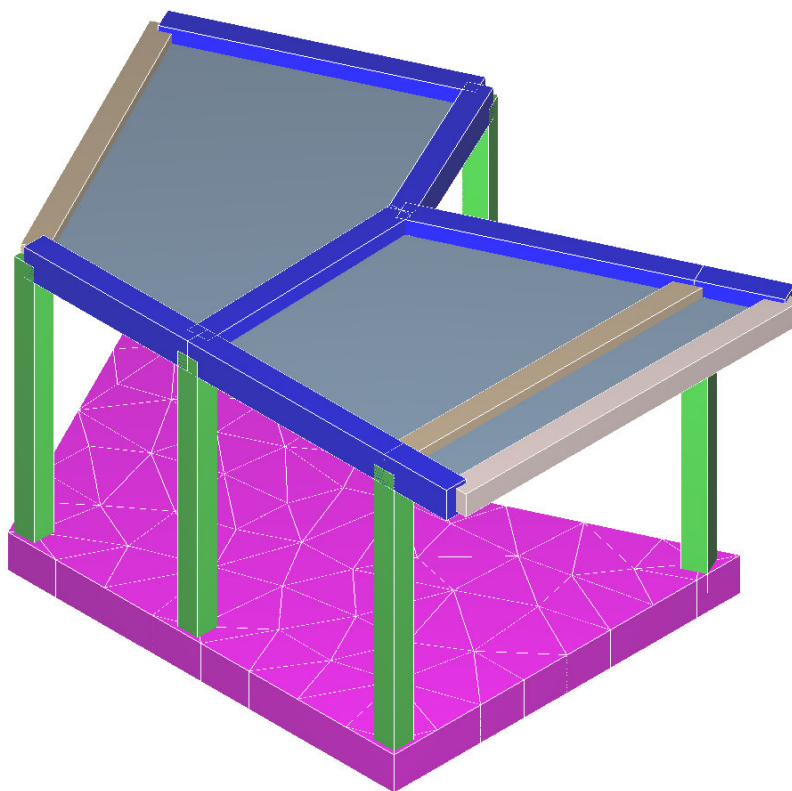
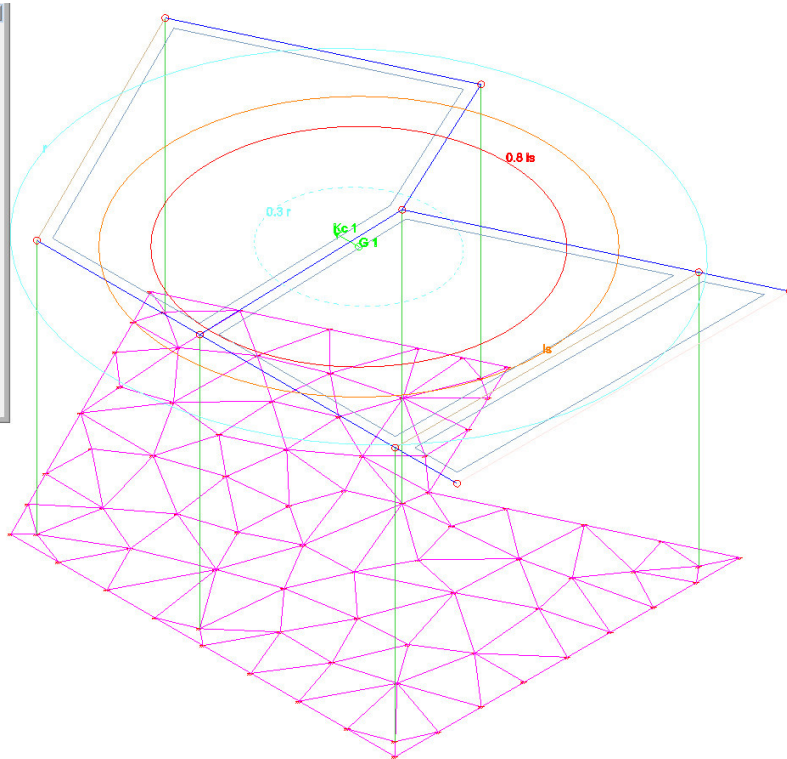
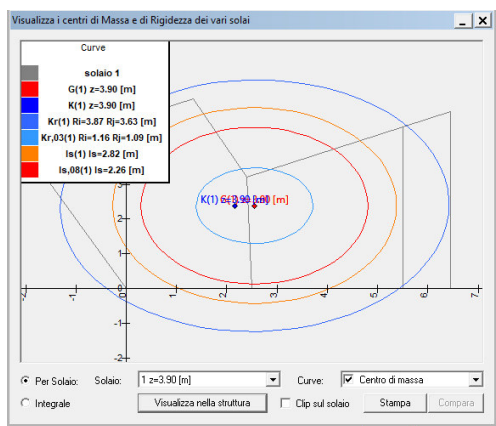


Figura 64 - Schema assonometrico



Solaio	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$K_x$ [kN/m]	$K_y$ [kN/m]	$K_{xy}$ [kN/m]	$K_{min}$ [kN/m]	$K_{max}$ [kN/m]	$\alpha$ [°]	$r_{min}$ [m]	$r_{max}$ [m]	$d_x$ [m]	$d_y$ [m]	$I_s$ [m]
1	2.55	2.39	1.171204e+04	1.030090e+04	1.785802e+02	1.027865e+04	1.173429e+04	-7.10	3.63	3.87	-0.39	-0.00	2.82

Figura 65 - Centro di Massa e Centro di Rigidezza

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

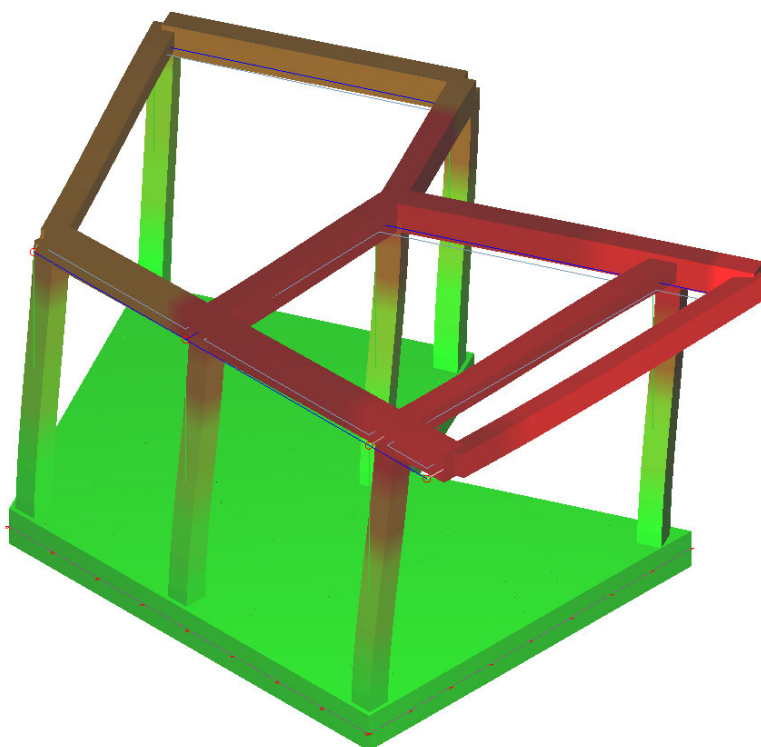
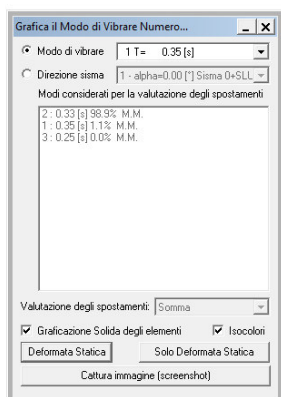


Figura 66 - 1° Modo di Vibrare –  $T = 0.35$  s

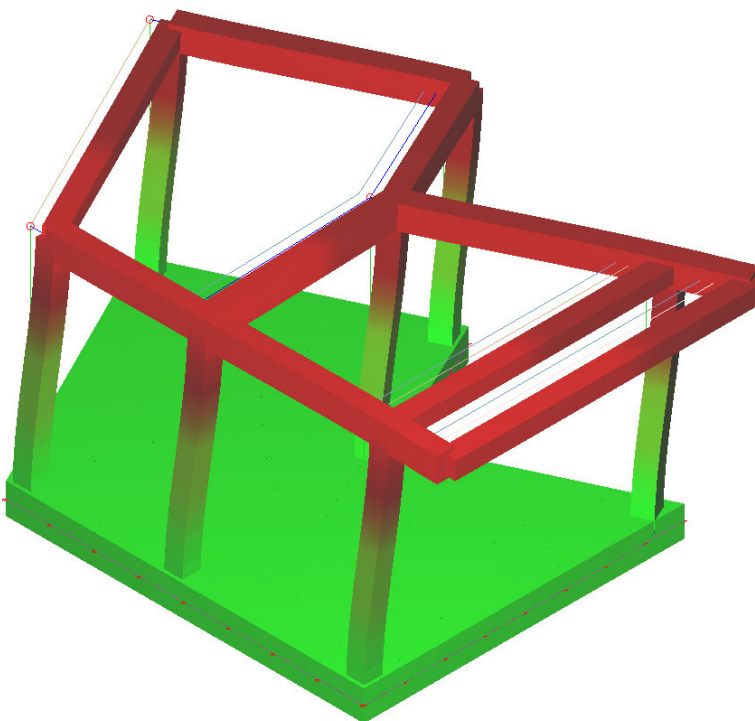
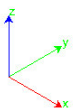
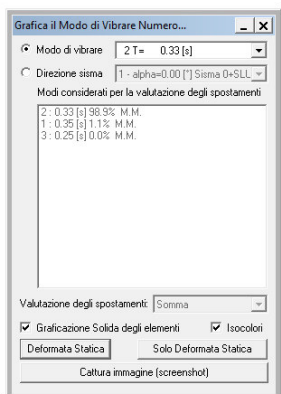


Figura 67 - 2° Modo di Vibrare –  $T = 0.33$  s

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

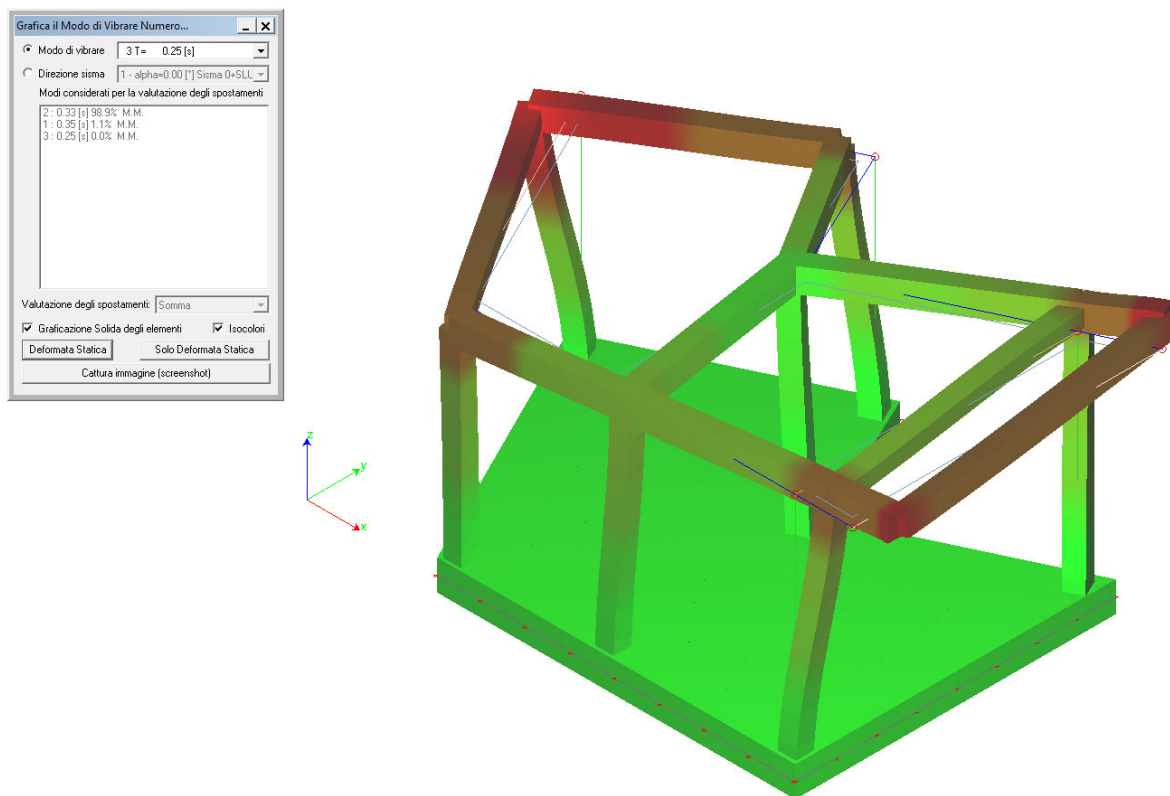


Figura 68 - 3° Modo di Vibrare –  $T = 0.25 \text{ s}$

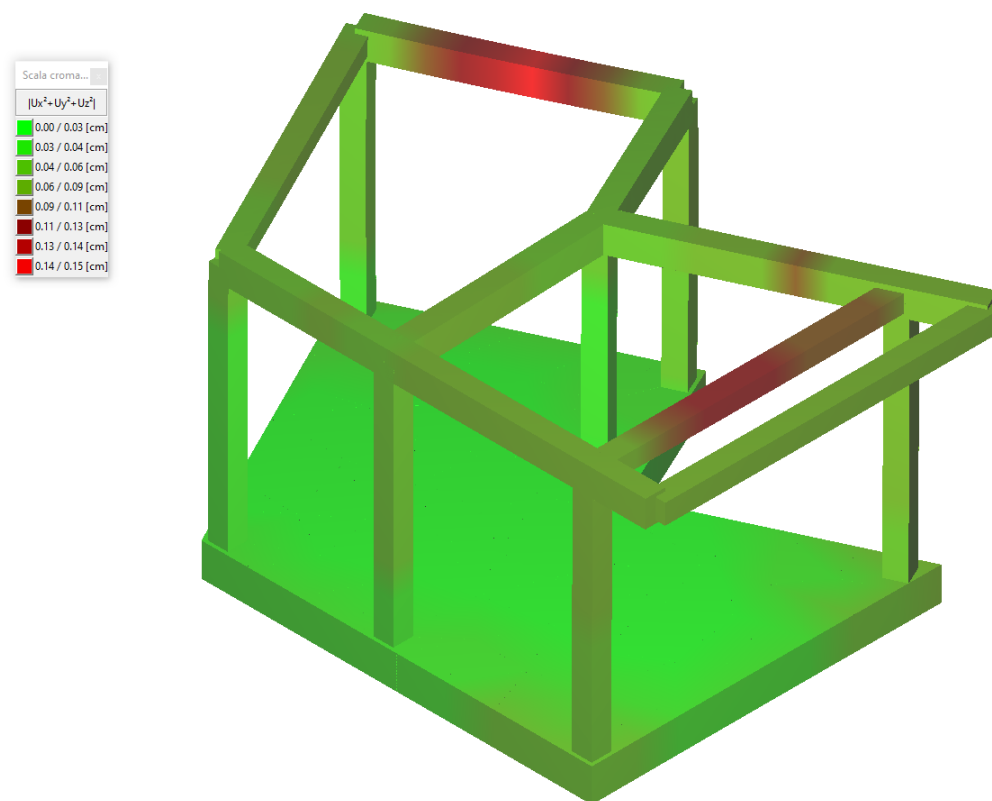


Figura 69 - Iso Deformate



RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

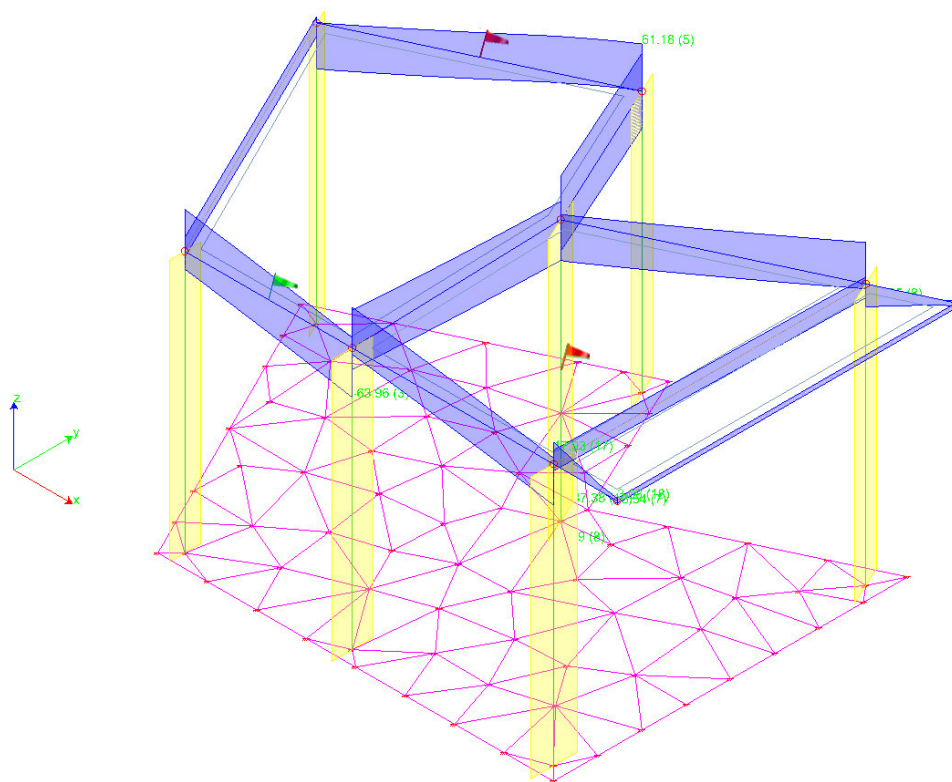


Figura 70 - Inviluppo dei Tagli  $V_{1-2}$

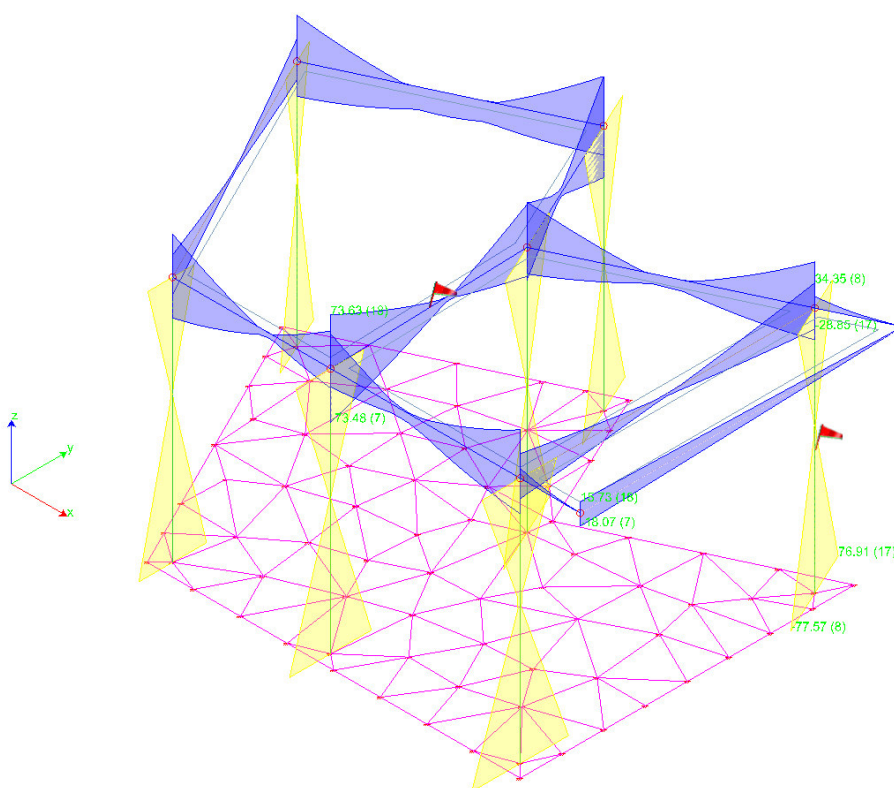


Figura 71 - Inviluppo dei Momenti  $M_{1-2}$



RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

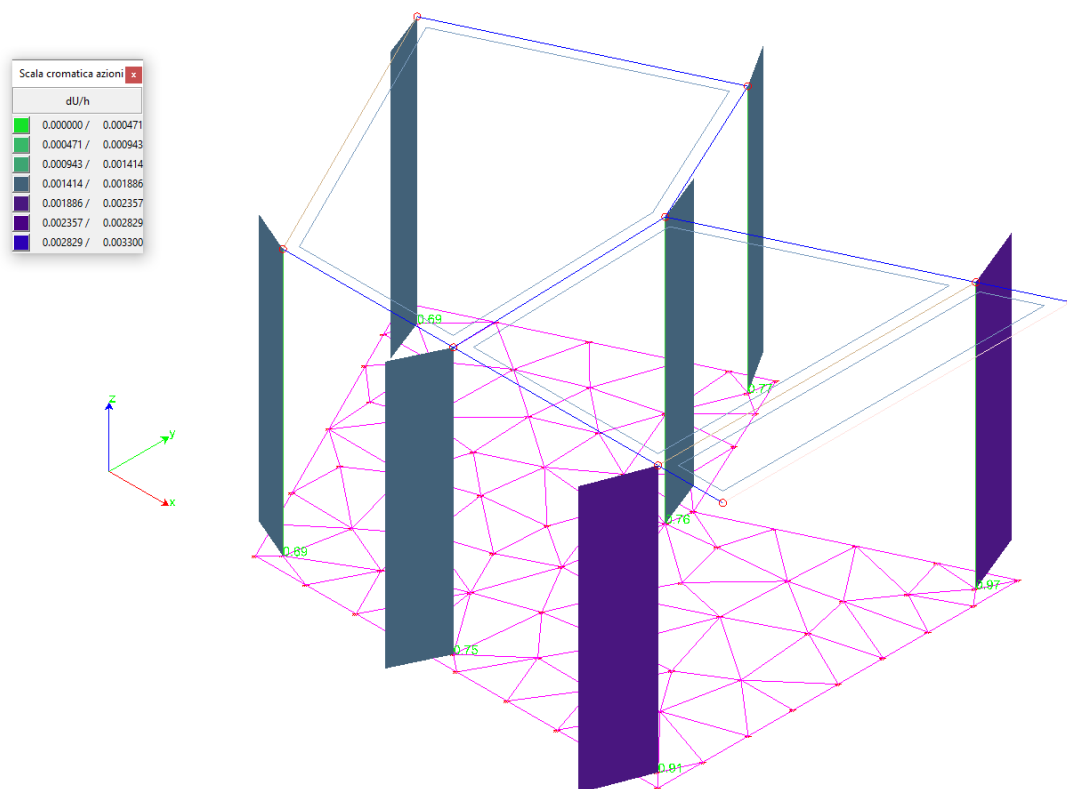


Figura 72 - Spostamenti Differenziali Massimi allo SLO

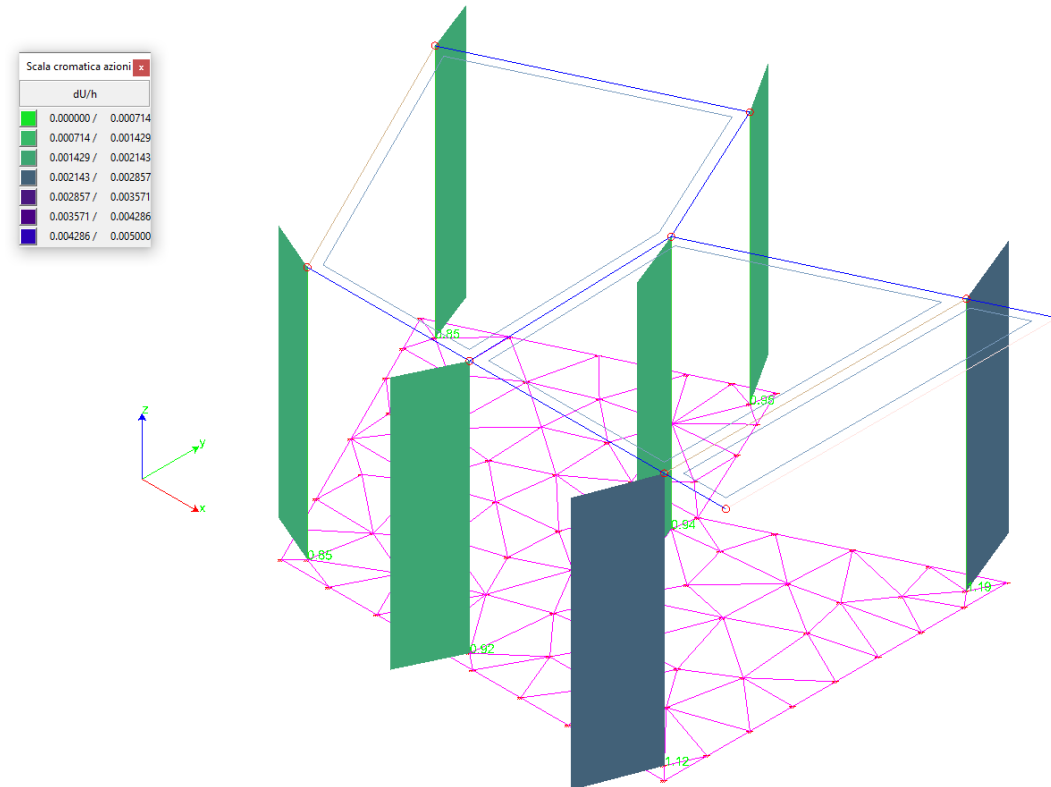


Figura 73 - Spostamenti Differenziali Massimi allo SLD

## 12. VALIDAZIONE DEI CALCOLI

### 12.1. Frequenze naturali di vibrazione di una trave appoggiata

**Fonte:** Ray, W. Clough, Joseph Penzien - *Dynamics of Structures*; Mc Graw-Hill Book Company, cap. 18

**Tipi di analisi:** dinamica modale

**Descrizione schema statico:** trave a sezione costante isostaticamente vincolata con due appoggi semplici soggetta al solo peso proprio.

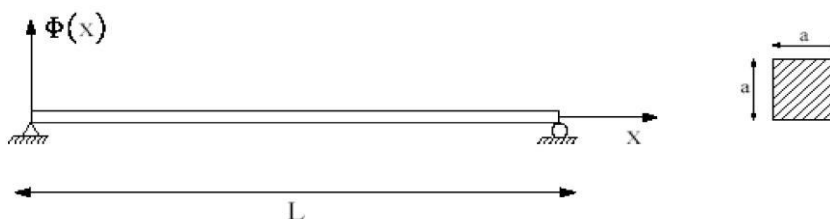


Fig. 1 Schema

**Obiettivo:** determinare i primi tre modi di vibrare.



#### Dati

$E = 2100000 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$

$a = 30 \text{ [cm]}$

$L = 10 \text{ [m]}$

$P_p = 706.5 \text{ [Kg/m]}$

**Modello:** La trave reale viene modellata con 20 elementi finiti di uguale lunghezza. I nodi di estremità vengono vincolati in modo da lasciare libera solo la rotazione Y. Per tutti i nodi restanti si lascia libera la rotazione Y e le traslazioni nel piano XZ.

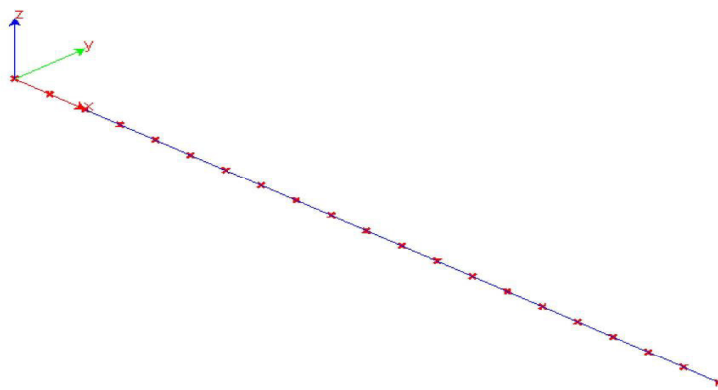


Fig. 2

**Analisi dei risultati:**

	Soluzione teorica	WinStrand	Rapporto
$\omega_1$ [rad/s]	43.79	43.74	0.999
$\omega_2$ [rad/s]	175.16	174.34	0.995
$\omega_3$ [rad/s]	394.11	389.96	0.990

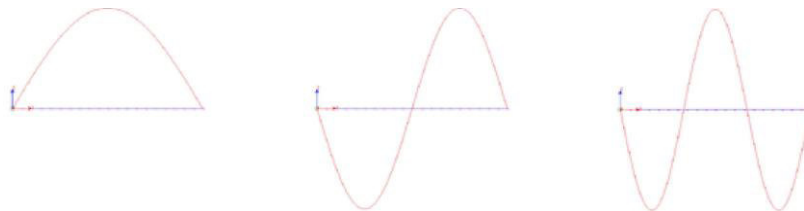


Fig. 3 Prime tre forme

## 12.2. Frequenze naturali di vibrazione di una trave a mensola

**Fonte:** Ray, W. Clough, Joseph Penzien - *Dynamics of Structures*; Mc Graw-Hill Book Company, cap. 1

**Tipi di analisi:** dinamica modale

**Descrizione schema statico:** trave a sezione costante con un estremo incastrato e l'altro libero soggetta al solo peso proprio.

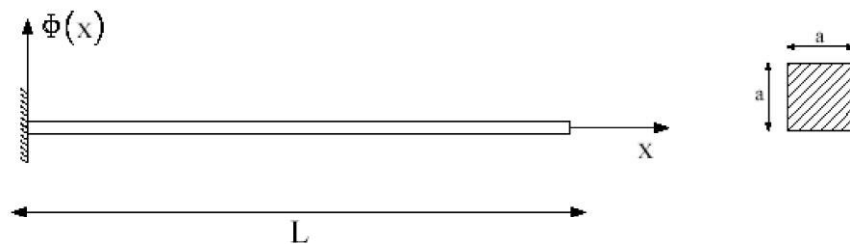


Fig. 1 Schema

**Obiettivo:** determinare i primi tre modi di vibrare.



$E = 2100000$  [Kg/cm<sup>2</sup>]  $a = 30$  [cm]

$L = 10$  [m]

$Pp = 706.5$  [Kg/m]

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

**Modello:** La trave reale viene modellata con 20 elementi finiti di uguale lunghezza. Il primo nodo di estremità viene vincolato completamente in modo da bloccare tutti i gradi di libertà. Per tutti i nodi restanti si lascia libera la rotazione Y e le traslazioni nel piano XZ.

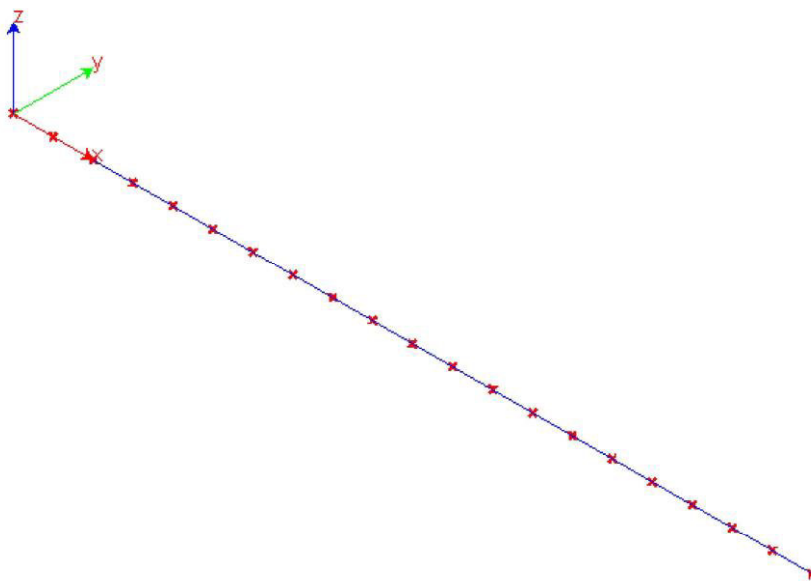


Fig. 2

**Analisi dei risultati:**

	Soluzione teorica	WinStrand	rapporto
$\omega_1$ [rad/s]	15.60	15.57	0.998
$\omega_2$ [rad/s]	97.76	97.00	0.992
$\omega_3$ [rad/s]	273.76	269.52	0.985

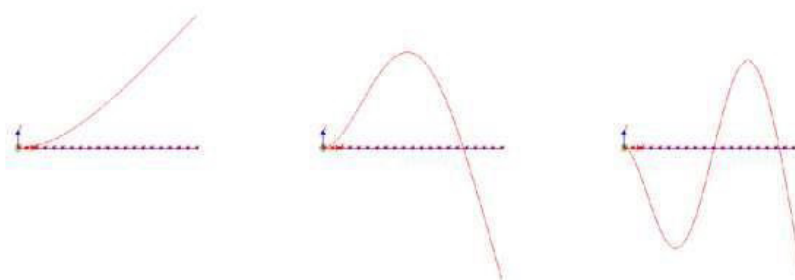


Fig. 3 Prime tre forme

### 12.3. Frequenza naturale di vibrazione di un oscillatore semplice

**Fonte:** W. T. Thomson - **Vibrazioni Meccaniche Teoria ed applicazioni**; Tamburini editore Milano

**Tipi di analisi:** dinamica modale

**Descrizione schema statico:** sistema dinamico ad un solo grado di libertà formato da una molla con un estremo vincolato connessa nell'altro estremo ad una massa. La molla è considerata priva di massa e con rigidezza  $K$ .

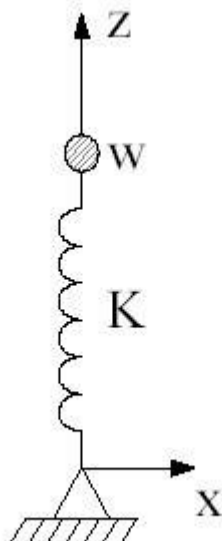


Fig. 1 Schema

**Obiettivo:** determinare il periodo proprio del sistema.



$$K = 857.18 \text{ [Kg/m]}$$

$$w = 1.13 \text{ [Kg]} \text{ (2.5 [lb])}$$

$$g = 9.81 \text{ [m/sec}^2\text{]}$$

**Modello:** Per simulare la molla si è impiegato un elemento pilastro (in direzione Z) con rigidezza assiale  $EA/L$  pari a quella della molla. La lunghezza  $L$  della molla è arbitraria. Il primo nodo di estremità viene vincolato completamente in modo da bloccare tutti i gradi di libertà. L'estremo opposto ha un solo grado di libertà libero nella direzione di traslazione Z. La massa è modellata con una forza concentrata  $P_z$  in testa al pilastro pari a  $w$ .

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE



Fig. 2

Analisi dei risultati:

	Soluzione teorica	WinStrand	rapporto
$\omega_1$ [rad/s]	86.085	86.120	1.000

## 12.4. Trave piana con estremi incastrati

**Fonte:** Timoshenko - **Strength of Material, Part I, Elementary Theory and Problems**, pag. 26, problem 10

**Tipi di analisi:** statica lineare

**Descrizione schema statico:** asta prismatica di sezione costante incastrata agli estremi e soggetta alle azioni assiali F1 ed F2 in corrispondenza di due sezioni intermedie.

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

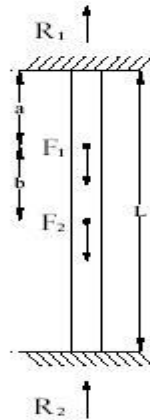


Fig. 1 Schema

**Obiettivo:** determinare le reazioni vincolari R1 ed R2 trascurando il peso delle aste.



$E = 2068428 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \quad L = 24.5 \text{ [cm]} \quad a = b = 0.3 L = 7.62 \text{ [cm]}$

$A = 100 \text{ [cm}^2\text{]}$

$F1 = 0.454 \text{ [t]} \quad F2 = 0.227 \text{ [t]}$

**Modello:** I nodi vengono inseriti in corrispondenza delle estremità vincolate e dei due punti di applicazione delle forze F1 ed F2.

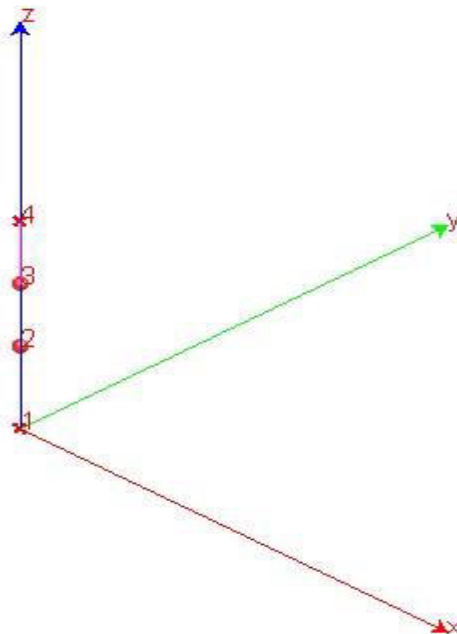


Fig. 2

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

Analisi dei risultati:

	Soluzione teorica	WinStrand	rapporto
$R_1$ [Kg]	408.23	408.23	1.000
$R_2$ [Kg]	272.15	272.15	1.000

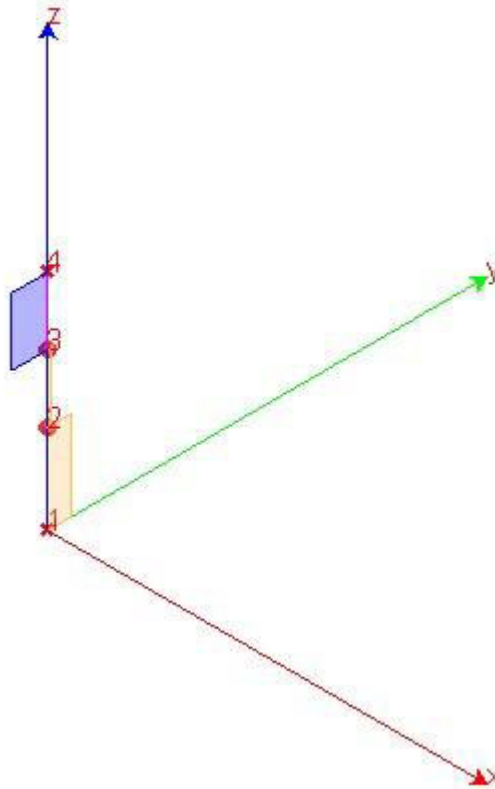


Fig. 3 Diagramma sforzo normale nelle aste: asta 1-2 compressa, asta 3-4 tesa

## 12.5. Sistema piano di aste sospese

Fonte: Timoshenko - **Strength of Material, Part I, Elementary Theory and Problems**, pag. 10, problem 2

Tipi di analisi: statica lineare

**Descrizione schema statico:** struttura simmetrica costituita da due aste inclinate connesse sull'asse di simmetria e vincolate sulle due estremità rimanenti (vedi Fig. 1). Le aste sono di acciaio con lunghezza  $L$  e sezione trasversale pari ad  $A$ . Il carico concentrato  $F$  agisce sulla sezione di simmetria.



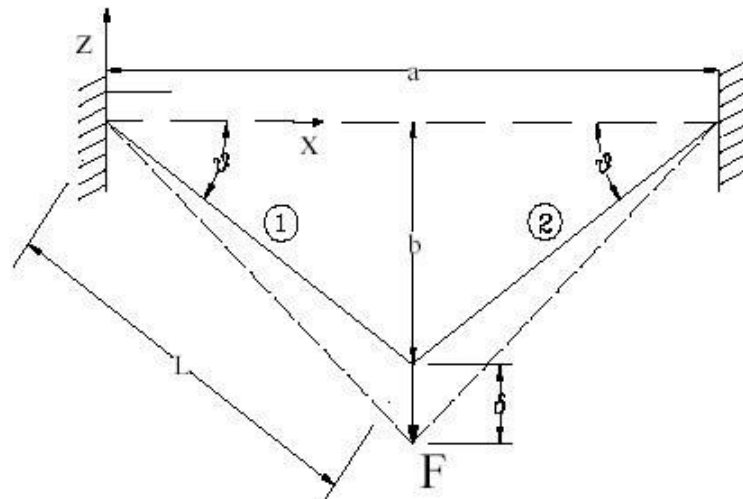


Fig. 1 Schema

**Obiettivo:** determinare il valore della tensione  $\sigma$  in ciascuna delle aste e lo spostamento  $\delta$  della sezione di simmetria trascurando il peso delle aste.



$E = 2068428 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$

$L = 457.20 \text{ [cm]}$

$\theta = 30 \text{ [}^\circ\text{]}$

$A = 3.23 \text{ [cm}^2\text{]}$

$F = 2267 \text{ [kg]}$

**Modello:** La distanza tra i nodi di estremità è calcolata pari ad  $a = 2L \cos \theta$ . La freccia con cui posizionare il nodo intermedio vale  $b = L \sin \theta$ .

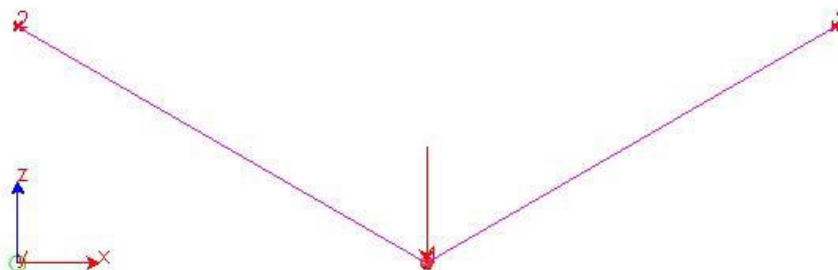


Fig. 2

**Analisi dei risultati:**

	Soluzione teorica	WinStrand	rapporto
$\sigma$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	689.5	701.86	1.018
$\delta$ [mm]	3.048	3.103	1.018

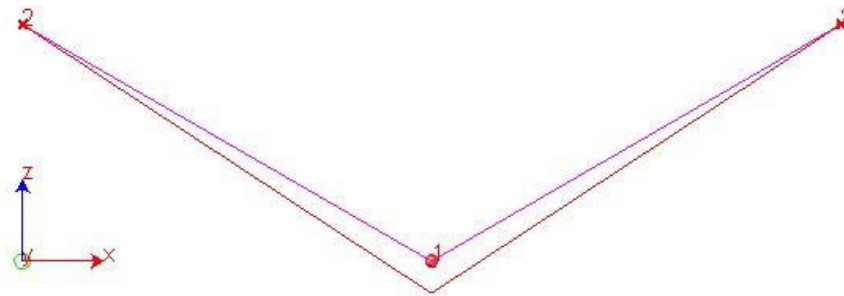


Fig. 3

## 12.6. Stato tensionale di una trave inflessa

**Fonte:** Timoshenko - **Strength of Material, Part I, Elementary Theory and Problems**, pag. 98, problem 4

**Tipi di analisi:** statica lineare

**Descrizione schema statico:** trave isostatica di luce  $L$  con due sbalzi di luce a soggetti al carico distribuito di intensità  $w$ . La trave ha sezione a doppio T con sezione trasversale pari ad  $A$ .

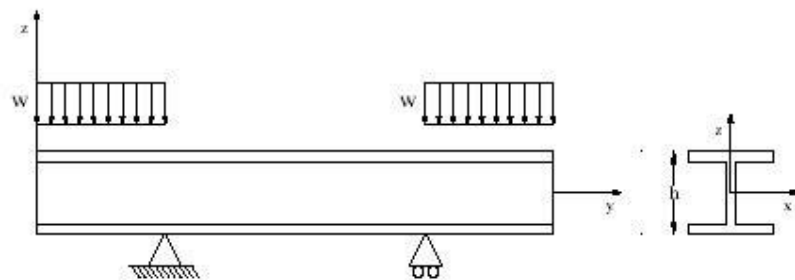


Fig. 1 Schema

**Obiettivo:** determinare nella sezione di mezzeria il valore della tensione  $\sigma_{max}$  e dello spostamento verticale  $\delta$  trascurando il peso delle aste.



$E = 2068428$  [Kg/cm<sup>2</sup>]

$L = 609.6$  [cm]

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

$$a = 304.8 \text{ [cm]}$$

$$h = 76.2 \text{ [cm]}$$

$$A = 326.77 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$J = 328488 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$w = 14.88 \text{ [t/m]}$$

**Modello:** I due nodi di estremità e quello in posizione mediana sono liberi. Il primo nodo nella posizione del primo vincolo ha un solo grado di libertà libero (rotazione Y) mentre il nodo in corrispondenza del secondo vincolo ha due gradi di libertà (rotazione Y e traslazione X).



Fig. 2

Analisi dei risultati:

	Soluzione teorica	WinStrand	rapporto
$\sigma \text{ [cm}^2\text{]}$	786	802	1.020
$\delta \text{ [mm]}$	4.620	4.725	1.023

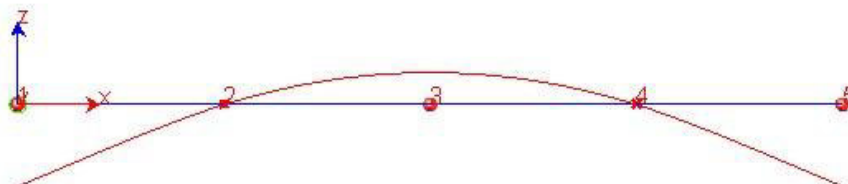


Fig. 3

## 12.7. Stato tensionale di una trave inflessa

**Fonte:** Cremonesi - **Manuale Ingegneria Civile**, ESAC, SEZ. I, pag. 82

**Tipi di analisi:** statica lineare

**Descrizione schema statico:** trave con incastro sul primo estremo e carrello sull'estremo opposto. La trave con sezione trasversale circolare con diametro  $d$  e luce  $L$  è soggetta al carico uniformemente distribuito  $q$  su tutta la campata.

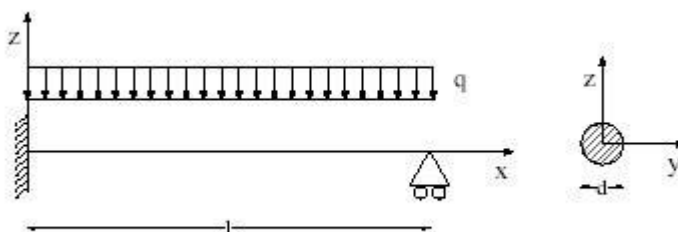


Fig. 1 Schema

**Obiettivo:** determinare nella sezione incastrata il valore del momento flettente  $M_a$  e nella sezione opposta il valore del taglio  $V_b$ . Si trascura il peso delle aste.



$E = 2068428 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$

$L = 50.8 \text{ [cm]}$

$d = 3.81 \text{ [cm]}$

$q = 1.784 \text{ [t/m]}$

**Modello:** La trave viene modellata con due aste in serie. Il nodo sulla prima estremità viene incastrato (zero gradi di libertà), quello in posizione mediana è totalmente libero, il nodo sull'estremità opposta ha due gradi di libertà liberi (rotazione  $Y$  e traslazione  $X$ ).

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

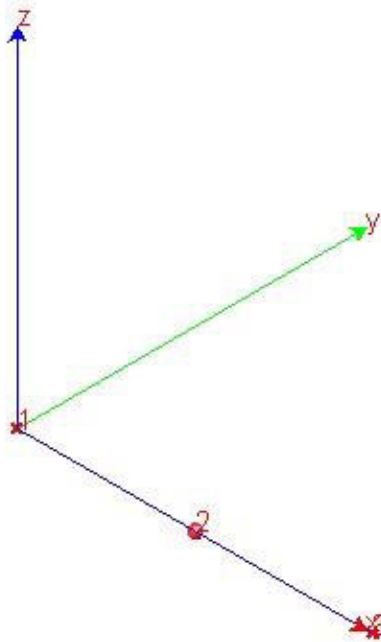


Fig. 2

Analisi dei risultati:

	Soluzione teorica	WinStrand	rapporto
Ma [tm]	0.057	0.057	1.000
Vb [Kg]	340.19	340.17	1.000

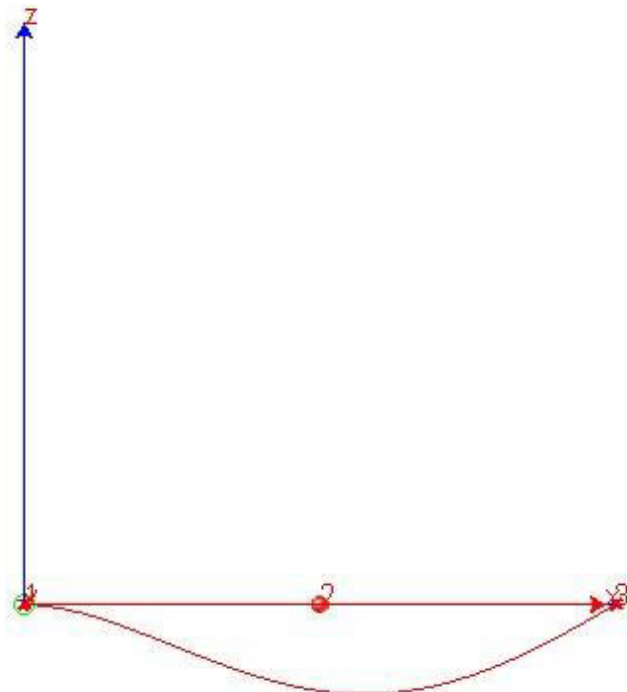


Fig. 3

## 12.8. Trave a mensola soggetta a momento torcente concentrato

Fonte: NAFEMS, **Background to Benchmarks**, 1993, test LE5

Tipi di analisi: statica lineare

**Descrizione schema statico:** trave con incastro sul primo estremo e libera sull'estremo opposto. La trave con sezione trasversale a Z di spessore  $t$  e luce  $L$  è soggetta in corrispondenza della sezione sull'estremità libera ad una coppia torcente generata dalla presenza di due forze di taglio  $S$  concentrate sulle ali.

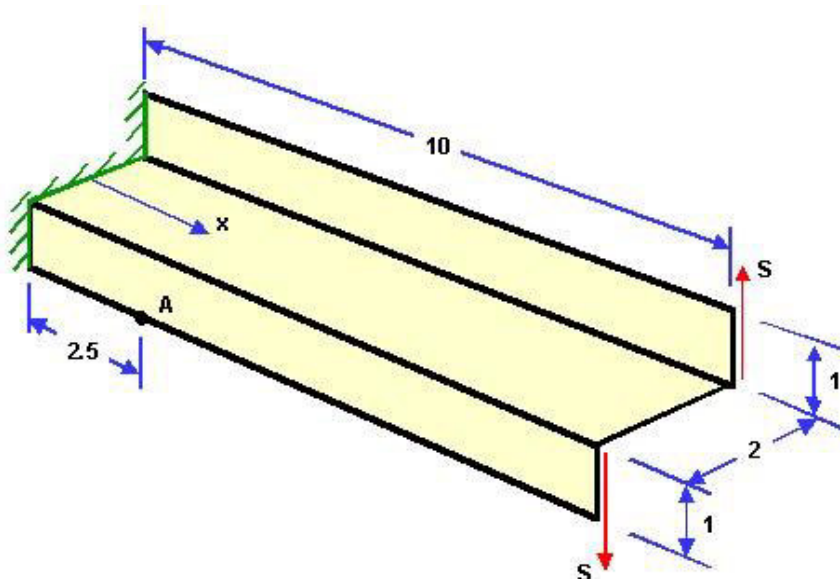


Fig. 1 Schema

**Obiettivo:** determinare nel punto A la tensione normale  $\sigma_x$  nella sezione trasversale condotta in  $x=2,5$  m dall'incastro. Si trascura il peso della trave.



$E = 2100000$  [Kg/cm<sup>2</sup>]

$\nu = 0.3$

$L = 10$  [m]

$t = 0.1$  [m]

$S = 0.6$  [MN]

**Modello:** La trave viene modellata con una mesh uniforme di 24 elementi piani connessi a 36 nodi. I nodi per  $x=0$  sono tutti incastrati (zero gradi di libertà) mentre i rimanenti risultano totalmente liberi.

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

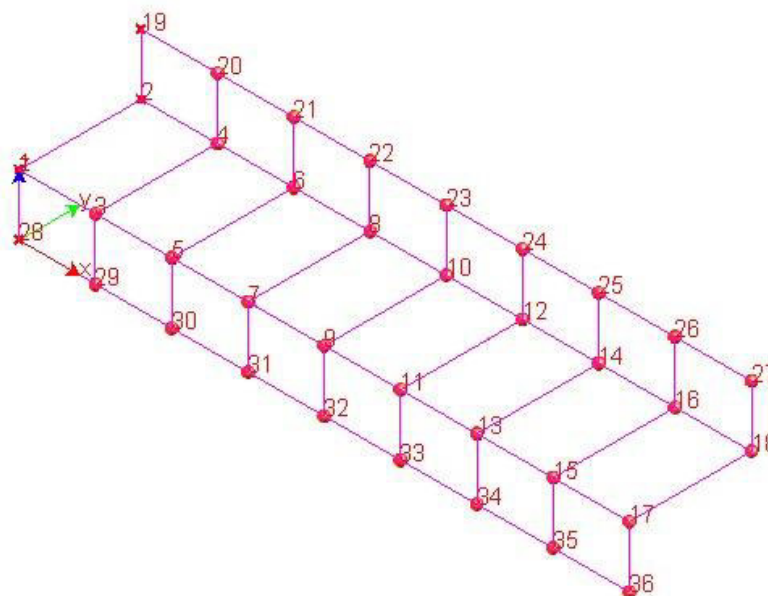


Fig. 2

Analisi dei risultati:

	Soluzione teorica	WinStrand	rapporto
$\sigma_x$ [MPa]	107.9	103.8	0.962

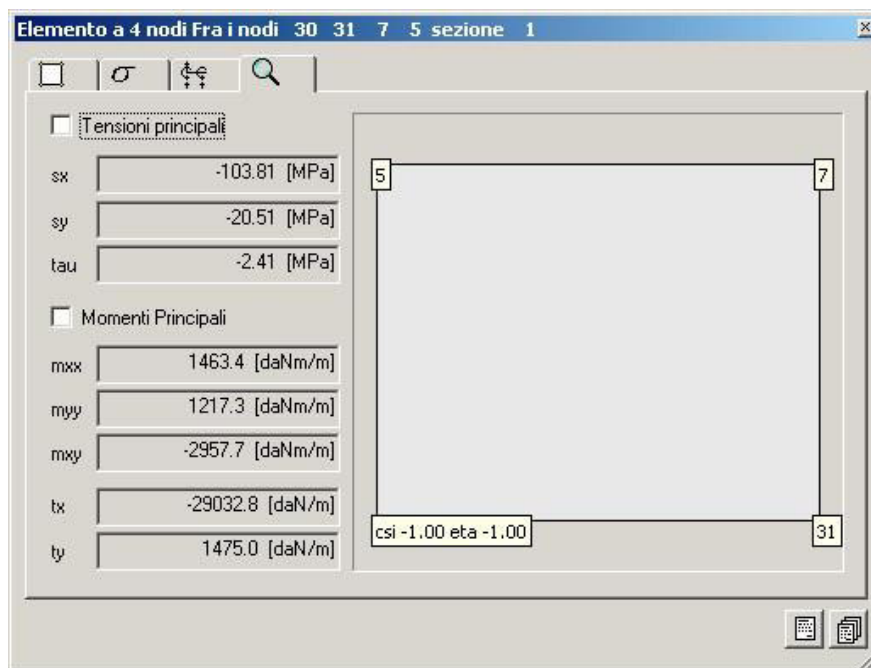


Fig. 3 Il valore puntuale nel nodo 30

## 12.9. Telaio piano

**Fonte:** Timoshenko, **Strength of Material**, Part I, Elementary Theory and Problems, pag. 188

**Tipi di analisi:** statica lineare

**Descrizione schema statico:** Portale incastrato alla base dei ritti e carico nella mezzeria del traverso con un carico concentrato P. Lo schema è staticamente indeterminato.

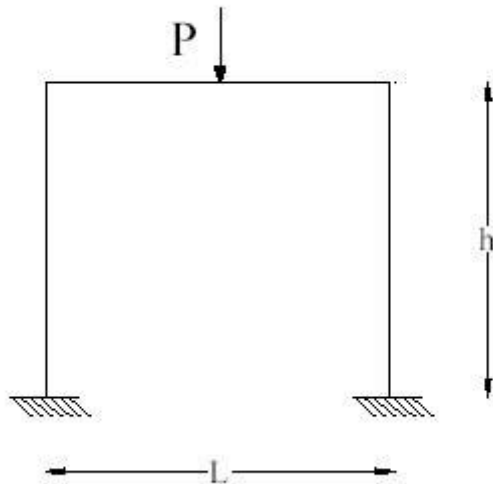


Fig. 1 Schema

**Obiettivo:** determinare le reazioni verticali alla base dei ritti. Si trascura il peso delle aste.



$E = 2068428 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$

$L = 3.04 \text{ [m]}$

$h = 2.54 \text{ [m]}$

$A_{\text{rit}} = 25.80 \text{ [cm}^2\text{]}$

$A_{\text{trav}} = 51.61 \text{ [cm}^2\text{]}$

$P = 0.45 \text{ [t]}$

**Modello:** I due nodi alla base del portale vengono vincolati in modo da lasciare libera solo la rotazione Z. I nodi rimanenti sono completamente liberi. Il carico P viene applicato al nodo inserito in mezzeria del traverso.



RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

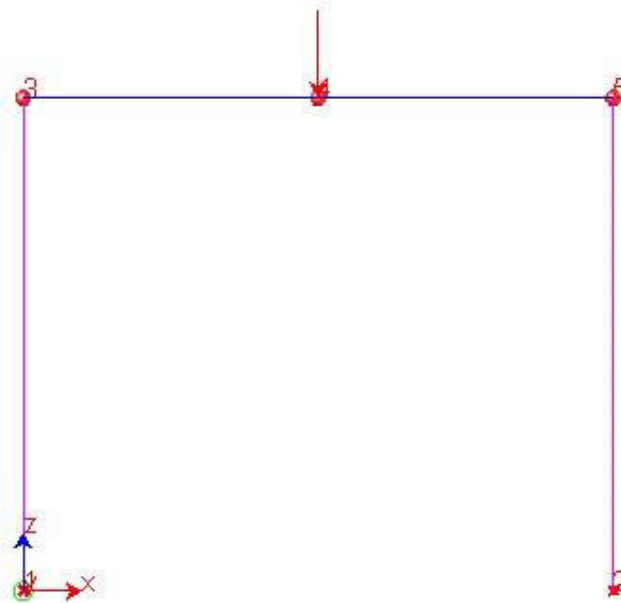


Fig. 2

Analisi dei risultati:

	Soluzione teorica	WinStrand	rapporto
$R1 = R2$ [t]	0.225	0.225	1.000

## 12.10. Aste piane e carico termico

Fonte: R. D. Cook, D. S. Malkus, M.E. Plesha, **Concepts and applications of finite element analysis**, III ed., J. Wiley & Sons, pag. 57

Tipi di analisi: statica lineare

**Descrizione schema statico:** Tre aste uguali in serie formano un sistema incastrato alle estremità con luce pari a  $3L$ . Solo le prime due aste sono soggette ad una variazione termica uniforme  $DT$ .

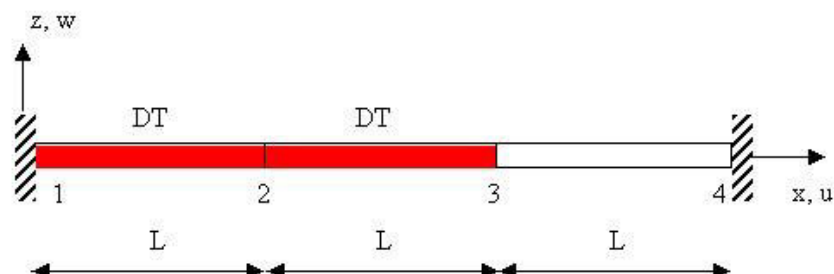


Fig. 1 Schema

**Obiettivo:** determinare lo spostamento orizzontale della sezione 3 e lo sforzo assiale  $N_{12}$ ,  $N_{23}$ ,  $N_{34}$  in ciascuna delle tre aste.

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE



$$E = 2100000 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$\nu = 0.33$$

$$L = 100 \text{ [cm]}$$

$$A = 25 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\alpha = 0.000012 \text{ [1/}^\circ\text{C]}$$

$$DT = 833.333 \text{ [}^\circ\text{C]}$$

**Modello:** I nodi 1 e 4 sono incastrati (zero gradi di libertà) mentre gli altri intermedi risultano totalmente liberi. Il carico termico è applicato alle aste 1-2 e 2-3.

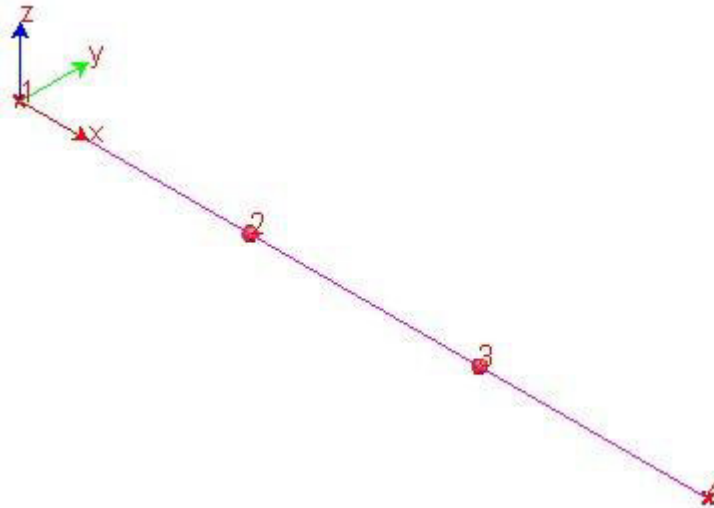


Fig. 2

**Analisi dei risultati:**

Sforzo assiale	Soluzione teorica	WinStrand	rapporto
u3 [cm]	2/3	0.67	1.000
N12, N23, N34 [t]	350.0	350.0	1.000



Fig. 3 Diagramma sforzo normale nelle aste.

## 12.11. Flessione in una piastra circolare

**Fonte:** Cremonesi - **Manuale Ingegneria Civile**, ESAC, SEZ. II, pag. 114

**Tipi di analisi:** statica lineare

**Descrizione schema statico:** Piastra circolare sottile di raggio  $a$  e spessore  $t$  soggetta a diverse condizioni di vincolo sul contorno e di carico.

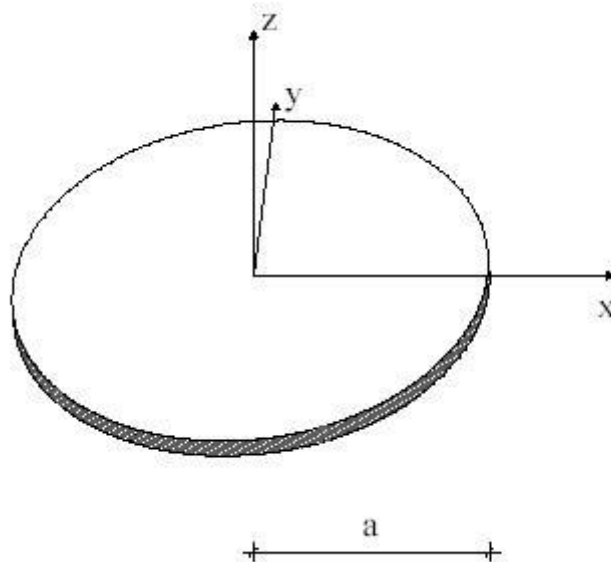


Fig. 1 Schema

**Obiettivo:** determinare l'abbassamento  $w$  del centro della piastra, trascurando il peso della piastra, nei seguenti casi:

- carico uniformemente distribuito  $q_0$  su tutta la piastra e contorno incastrato;
- carico concentrato  $P$  applicato nel centro della piastra e contorno incastrato;
- carico uniformemente distribuito  $q_0$  su tutta la piastra e contorno appoggiato.



$E = 2100000 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$

$v = 0.3 \text{ } a = 1.50 \text{ [m]}$

$t = 3 \text{ [cm]}$

$q_0 = 10 \text{ [t/m}^2\text{]}$

$P = 2 \text{ [t]}$

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

**Modello:** La piastra viene modellata nei tre casi sempre nello stesso modo e cioè con una mesh di elementi piani a 4 nodi. Nella direzione radiale sono presenti 8 intervalli mentre lungo il perimetro sono presenti 20 intervalli per un totale di 150 elementi finiti.

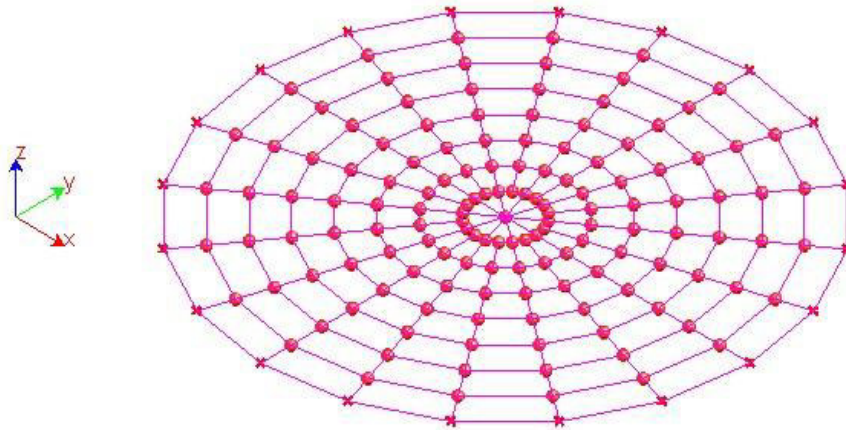


Fig. 2

**Caso A - carico uniformemente distribuito  $q_0$  su tutta la piastra e contorno incastrato**

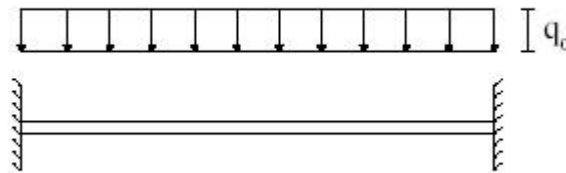


Fig. 3 Schema del

**Analisi dei risultati:**

	Soluzione teorica	WinStrand	rapporto
w [mm]	15.20	15.25	1.003

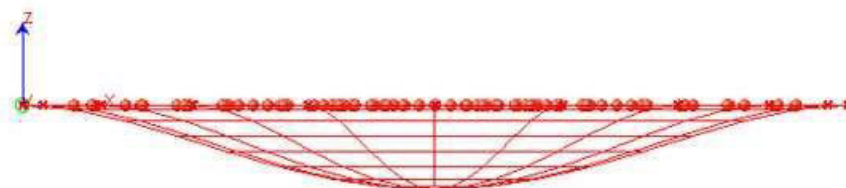


Fig. 4 Deformata del caso

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

**Caso B - carico concentrato  $P$  applicato nel centro della piastra e contorno incastrato**

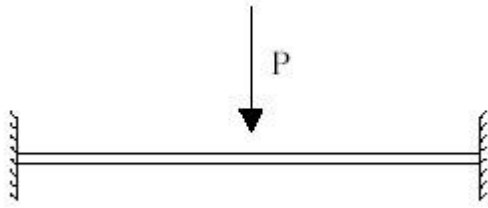


Fig. 5 Schema del

**Analisi dei risultati:**

	Soluzione teorica	WinStrand	rapporto
$w$ [mm]	1.725	1.722	0.998

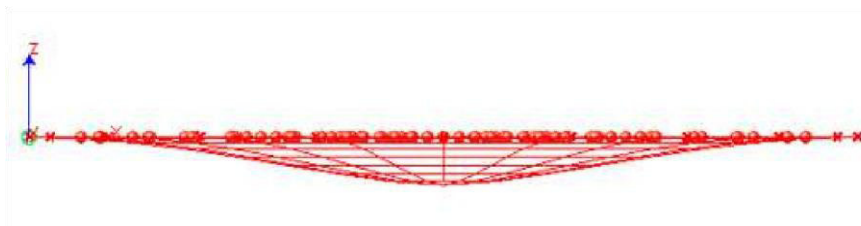


Fig. 6 Deformata del caso

**Caso C - carico uniformemente distribuito  $q_0$  su tutta la piastra e contorno appoggiato**

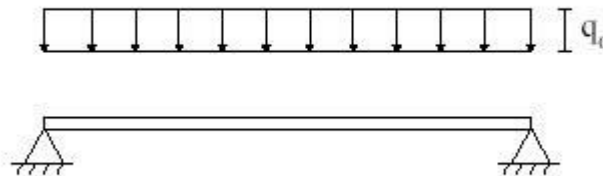


Fig. 7 Schema del

**Analisi dei risultati:**

	Soluzione teorica	WinStrand	rapporto
$w$ [mm]	61.96	61.88	0.999

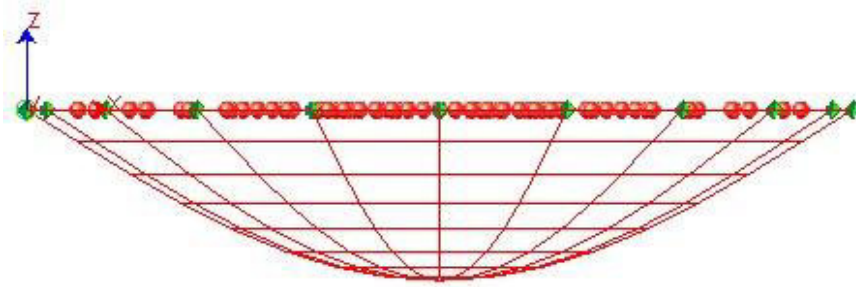


Fig. 8 Deformata del caso

## 12.12. Verifica a pressoflessione di una sezione in cemento armato

Fonte: Test interno EnExSys

Tipo di analisi: statica lineare

Descriz se rettango a simmetricame sollec pressoflessio

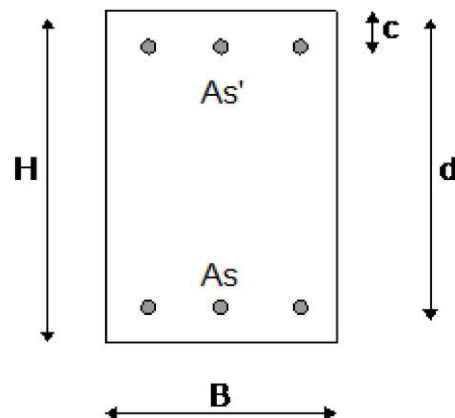


Fig. 1 Sezione



$B=30$  [cm]

$H = 40$  [cm]  $c = 4.5$  [cm] (da asse barra a bordo sezione)  $d = 35.5$  [cm]

$A_s = 4.62$  [cm]<sup>2</sup> (3  $\varnothing$  14)

$A_s' = 4.62$  [cm]<sup>2</sup> (3  $\varnothing$  14)

$E_s = 210000$  [MPa]

$f_{yd} = 391.3$  [MPa] (Acciaio tipo B450C)

$f_{cd} = 14.17$  [MPa] (Calcestruzzo classe C25/30)

**Obiettivo:** validazione della verifica a pressoflessione dei moduli **Verifica e Disegno CA** e **PreFlex**.

### 12.12.1. Risultati da Verifica e Disegno CA

La sezione di interesse è quella di mezzeria nella trave.

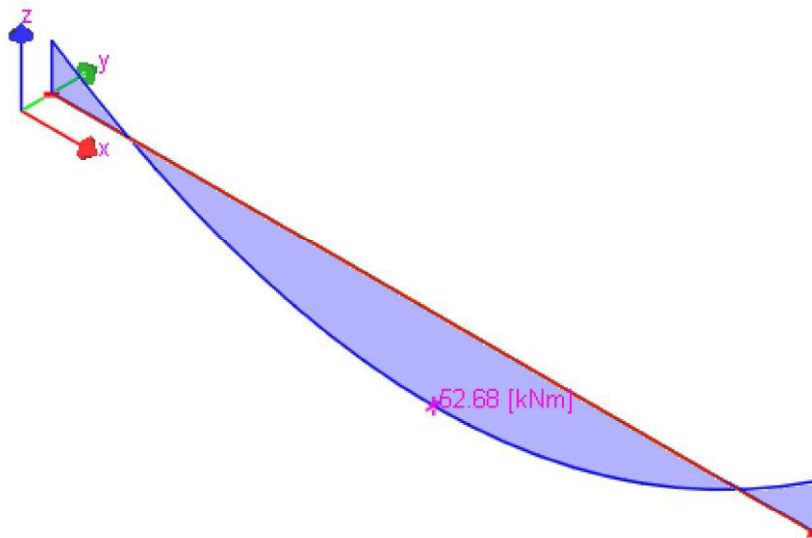


Fig. 2 Sollecitazioni nella sezione campione (mezzeria)

Azioni sollecitanti

$N_{Ed} = 0$  kN

$M_{Ed} = 52.68$  kNm

Azione resistente

$M_{Rd} = 60.14$  kNm

Flessione :

x [m]	Afe [cmq]	Afi [cmq]	Mde [kNm]	Mre [kNm]	Mde/ Mre	x/d	$\mu_\varphi$	Mdi [kNm]	Mri [kNm]	Mdi/ Mri	x/d	$\mu_\varphi$
2.50	4.62	4.62	0.00	60.14	0.00	0.13	11.32	-52.68	-60.14	0.88	0.13	11.32

Fig. 3 Momento sollecitante e resistente nella sezione campione

### 12.12.2. Risultati da PreFlex

Verifiche condotte agli stati limite:

Con dizione di carico	kN]	x kNm]	y kNm]	Azion e Baricentrica	Tipo	d/Sr	MIN 1000	$\epsilon_{MIN}$ [cm]	MAX 1000	$\epsilon_{MAX}$ cm]	$\epsilon$ MIN/ $\epsilon_{MAX}$
1	.00	2.68	.00	Baricentrica	N costante	.88	3.50	.7	6.01	5.3	.135

Azione	Sd	Sr	
N	0	0	[kN]

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

Mx	52.68	60.14	[kNm]
My	0	0	[kNm]

In questo caso la procedura ha individuato il momento resistente

**M<sub>Rd</sub> = 60.14 kN m**

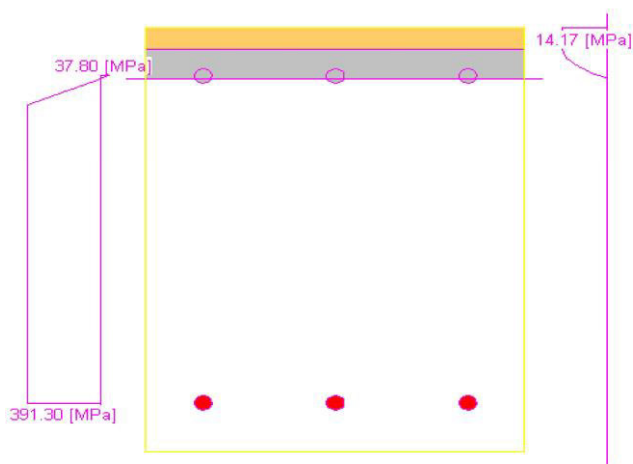


Fig. 4 Sezione calcolata

### 12.12.3. Risultati da Excel

Dai dati elaborati con il foglio di calcolo si risale al valore di resistenza ultima

**M<sub>Rd</sub> = 60.24 kN m**



RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

VERIFICA NM SEZIONE RETTANGOLARE

Geometria:

B (mm)	H (mm)	c (mm)	As' (mmq)	As (mmq)
300	400	45	462	462

Materiali:

fcd (MPa)	fyd (MPa)	E (MPa)
14.17	391.3	210000

Sollecitazioni agenti (Ed):

Ned (kN)	Med (kN m)
0	56.61

Ipotesi adottate sul tipo di rottura:

- Rottura del cls
- Armatura tesa snervata
- Legame costitutivo Stress Block per il calcestruzzo
- Legame Bilineare senza incrudimento per l'acciaio

passo calcolo:

0.1 mm

x (mm)	Integrale (N)	Delta (N)	Cambiando valore iniziale e passo per individuare asse neutro X quando Delta cambia segno.
47	6493	6493	
47.1	5463	5463	
47.2	4435	4435	
47.3	3411	3411	
47.4	2389	2389	
47.5	1370	1370	
47.6	355	355	
47.7	-659	-659	
47.8	-1669	-1669	
47.9	-2676	-2676	
48	-3681	-3681	
48.1	-4683	-4683	
48.2	-5682	-5682	
48.3	-6678	-6678	
48.4	-7672	-7672	

La posizione dell'asse neutro viene assunta pari a (indicare):

x (mm) 47.6

Momento ultimo (Rd):

Mrd= 60.24 kN m

Fig. 5 Elaborazione implementata per valutare il momento ultimo nella sezione data

## Analisi dei risultati

I momenti resistenti ottenuti sono raccolti nel seguente prospetto.

	Verifica e Disegno CA	PreFlex	Excel
M <sub>Rd</sub> [kN m]	60.14	60.14	60.24

## 12.13. Verifica a taglio di una sezione in cemento armato

Fonte: Test interno EnExSys

Tipo di analisi: statica lineare

Descrizione: sezione rettangolare in cemento armato sollecitata a taglio.

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

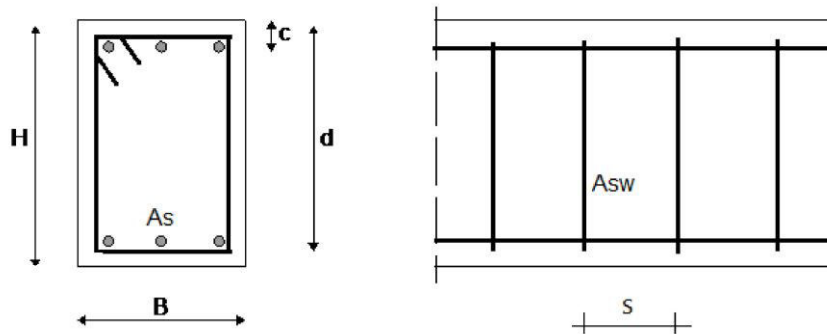


Fig. 1 Concio di trave con sezione rettangolare



**B=30 cm**

**H = 40 cm**

**c = 4.5 cm** (da asse barra a bordo sezione) **d = 35.5 cm**

**$A_s = 4.62 \text{ cm}^2$**  (3  $\varnothing$  14)

**$A_{sw} = 0.565 \text{ cm}^2$**  (staffa con 2 bracci  $\varnothing$  6) **s = 15 cm**

**$\theta = 45^\circ$**  , inclinazione puntoni calcestruzzo su asse trave

**$\alpha = 90^\circ$**  , inclinazione staffe su asse trave Acciaio tipo B450C ( $f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$ )

Calcestruzzo classe C25/30 ( $f_{cd} = 14.17 \text{ MPa}$ )

**Obiettivo:** validazione della verifica a taglio del modulo **Verifica e Disegno CA**.

### 12.13.1. Risultati da Verifica e Disegno CA

Il concio di trave di interesse, dove si ricerca il taglio resistente, è quello di mezzeria nella trave.

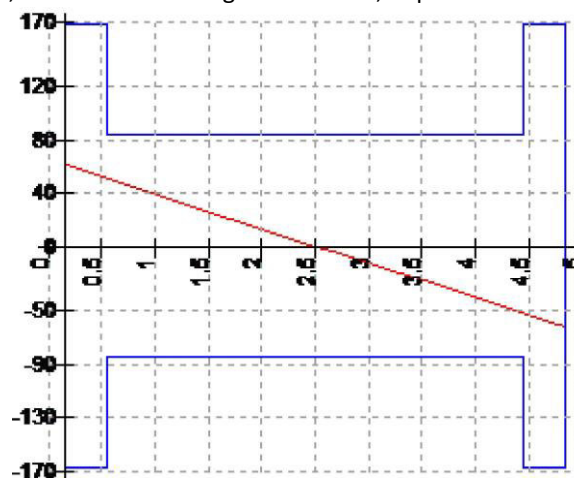


Fig. 2 Taglio sollecitante e resistente di progetto

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

Azione resistente

$V_{Rd} = 84.03$  kN (resistenza a taglio trazione)

$V_{Rcd} = 340.51$  kN (resistenza a taglio compressione)

$V_{Rd,c} = 49.58$  kN (resistenza a taglio per elemento senza armatura a taglio)

Verifiche a Taglio - Torsione

B 30 [cm]

H 40 [cm]

d 36 [cm]

$\cotg(\theta) = 1.00$

Barre Extra  $\sigma_{min}$  14 -  $\sigma_{max}$  14 Intra  $\sigma_{min}$  14 -  $\sigma_{max}$  14

From [m]	To [m]	Dx [m]	VSd [kN]	Vrd <sub>c</sub> [kN]	VRd <sub>max</sub> [kN]	Vrd <sub>s</sub> [kN]	Stirrups
0.15	0.55	0.40	62.04	49.58	340.51	168.05	ø 8 2br. 7.5'
0.55	4.45	3.90	51.48	49.58	340.51	84.03	ø 8 2br. 15.0'
4.45	4.85	0.40	62.04	49.58	340.51	168.05	ø 8 2br. 7.5'

Fig. 3 Taglio sollecitante e resistente nel concio campione

12.13.2. Risultati da Excel

Dai dati elaborati con il foglio di calcolo si risale al valore di resistenza ultima

$V_{Rd,s} = 83.79$  kN (resistenza a taglio trazione)

$V_{Rcd} = 339.47$  kN (resistenza a taglio compressione)

$V_{Rd,c} = 49.52$  kN (resistenza a taglio per elemento senza armatura a taglio)

VERIFICA A TAGLIO (stati limite)

EC2:2006 punto 6.2 integrato con NTC-DM2008

bw (mm)	d (mm)	Rck (Mpa)	fck (Mpa)	$\gamma_c$	Asl (mmq)	$\sigma_{cp}$ (MPa)	k
300	355	30	25.00	1.5	462	0.00	1.7506

RESISTENZA A TAGLIO ELEMENTO PRIVO DI ARMATURA A TAGLIO: Vrd,c

La resistenza a taglio minima vale (formula 6.2.b)

$v_{min} = 0.41$  N/mmq

$\min V_{rd,c} = 4317$  daN

$V_{rd,c} = 4952$  daN

La resistenza a taglio corrisponde al valore massimo dei due:

$V_{rd,c} = 4952$  daN

RESISTENZA A TAGLIO ELEMENTO CON ARMATURA A TAGLIO: Vrd

Staffe ortogonali all'asse trave (o colonna)

$\theta$ (°)	Asw (mmq)	s (mm)	f <sub>yk</sub> (MPa)	$\gamma_s$	f <sub>yd</sub> (MPa)	f <sub>cd</sub> (MPa)
45	100.53	150	450	1.15	391.3	14.17

$V_{Rd,s} = 8379$  daN : resistenza a taglio trazione (lato staffe)

$V_{Rd,max} = 33947$  daN : resistenza a taglio compressione (lato puntone di cls)

$V_{Rd} = 8379$  daN

Fig. 4 Elaborazione implementata per valutare il taglio ultimo nella sezione data

### 12.13.3. Analisi dei risultati

I dati ottenuti per il taglio resistente sono raccolti nel seguente prospetto.

	Verifica e Disegno c.a. [kN]	Excel [kN]	rapporto
VRd.s	84.03	83.79	1.003
VRd. max	340.51	339.47	1.003
VRd.c	49.58	49.52	1.001

### 12.14. Verifica a torsione di una sezione in cemento armato

**Fonte:** Test interno EnExSys

**Tipo di analisi:** statica lineare

**Descrizione:** sezione rettangolare in cemento armato sollecitata a torsione pura.

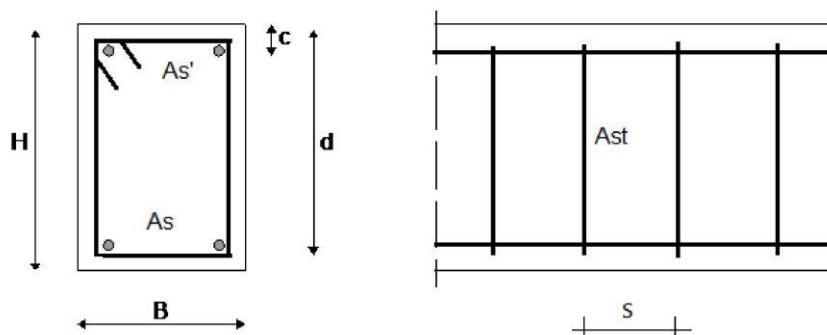


Fig. 1 Concio di trave con sezione rettangolare



**B=30 cm**

**H = 40 cm**

**c = 4.3 cm** (da asse barra a bordo sezione)

**d = 35.7 cm**

**As = 3.08 cm<sup>2</sup>** (2  $\varnothing$  14)

**As' = 3.08 cm<sup>2</sup>** (2  $\varnothing$  14)

**Ast = 0.28 cm<sup>2</sup>** (staffa  $\varnothing$  6)

**s = 8 cm**

**$\theta = 45^\circ$** , inclinazione puntoni calcestruzzo su asse trave

Acciaio tipo B450C ( $f_{yk} = 450$  MPa)

Calcestruzzo classe C25/30 ( $f_{ck} = 25$  MPa)

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

**Obiettivo:** validazione della verifica a torsione del modulo **Verifica e Disegno CA**.

**12.14.1. Risultati da Verifica e Disegno CA**

Si ricerca la torsione resistente nella trave 2-3.

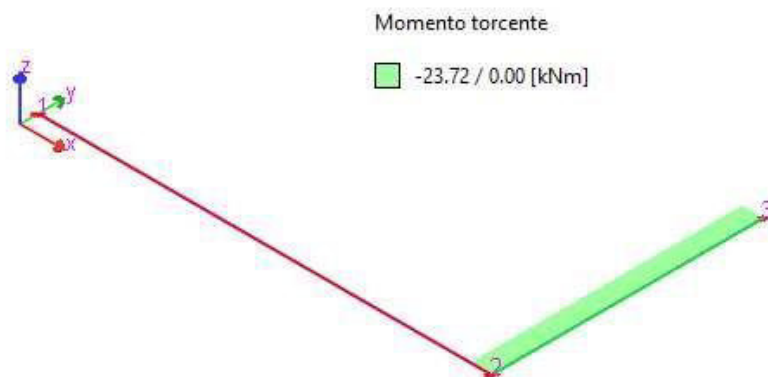


Fig. 2 Torsione sollecitante la trave 2-3

**Azione resistente**

$T_{Rcd} = 38.73$  kN m (max resistenza a torsione lato calcestruzzo)

$T_{Rsd} = 18.63$  kN m (torsione resistente lato staffe-barre longitudinali)

Il modulo di verifica a torsione determina la resistenza nel traliccio di armature tese individuando il valore minore tra la resistenza a torsione lato armature longitudinali e lato staffa.

**Verifiche a Taglio - Torsione**

B 30 [cm]

H 40 [cm]

d 36 [cm]

$\cotg(\theta) = 1.00$

Barre Extra  $\sigma_{min}$  14 -  $\sigma_{max}$  14 Intra  $\sigma_{min}$  14 -  $\sigma_{max}$  14

Da [m]	A [m]	Dx [m]	$V_{Ed}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	$T_{Rcd}$ [kNm]	$T_{Rsd}$ [kNm]	Staffe
0.05	2.95	2.90	0.00	43.25	340.51	23.72	38.73	18.63	Ø 6 2br. 8.0'

Fig. 3 Torsione sollecitante e resistente nel concio campione (crisi lato staffe)

Le Fig. 3 e 4 mostrano come variano le resistenze che si ottengono passando da staffe Ø6/8 a Ø6/4, a parità di armatura longitudinale.

La resistenza  $T_{Rcd}$  naturalmente non varia mentre  $T_{Rsd}$  passa da 18.63 kNm a 30.70 kN m. L'esempio è tarato per passare dalla crisi delle staffe alla crisi delle armature longitudinali (vedi oltre).

**Verifiche a Taglio - Torsione**

B 30 [cm]

H 40 [cm]

d 36 [cm]

$\cotg(\theta) = 1.00$

Barre Extra  $\sigma_{min}$  14 -  $\sigma_{max}$  14 Intra  $\sigma_{min}$  14 -  $\sigma_{max}$  14

Da [m]	A [m]	Dx [m]	$V_{Ed}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	$T_{Rcd}$ [kNm]	$T_{Rsd}$ [kNm]	Staffe
0.05	2.95	2.90	0.00	43.31	340.51	23.72	38.73	30.70	Ø 6 2br. 4.0'

Fig. 4 Torsione sollecitante e resistente nel concio campione (crisi lato armature longitudinali)

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

12.14.2. Risultati da Excel

Dai dati elaborati con il foglio di calcolo si risale al valore di resistenza ultima

$T_{Rcd} = 38.78$  kN m (max torsione resistente lato calcestruzzo)

$T_{Rsd} = 18.60$  kN m (torsione resistente lato staffe)

$T_{Rld} = 30.56$  kN m (torsione resistente lato armature longitudinali)

VERIFICA A TORSIONE						
Verifica a torsione sezione rettangolare (NTC-DM2008, §4.1.2.1.4)						
B (cm)	H (cm)	f <sub>ck</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	γ <sub>c</sub>	f <sub>yk</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	γ <sub>s</sub>	T <sub>ed</sub> (daN m)
30	40	25	1.5	450	1.15	2372
c=	3 cm	: distanza di copriferro sulla staffa				
φ <sub>st</sub> =	6 mm	: diametro staffa				
φ <sub>long</sub> =	14 mm	: diametro barra longitudinale				
α <sub>cc</sub> =	1	: coefficiente di riduzione della tensione calcestruzzo a lungo termine				
f <sub>cd</sub> =	16.67 N/mm <sup>2</sup>					
f <sub>yd</sub> =	391.30 N/mm <sup>2</sup>					
w=	0.4025	: fattore di riduzione tensione di progetto cls per tensione di trazione in direzione ortogonale (EC2)				
f <sub>cd</sub> =	6.71 N/mm <sup>2</sup>	: tensione calcestruzzo ridotta				
A <sub>c</sub> =	1200 cm <sup>2</sup>	: area sezione				
u=	140 cm	: perimetro sezione				
t=	8.6 cm	: spessore sezione cava di progetto				
A=	672 cm <sup>2</sup>	: area contenuta dal profilo medio del tubo resistente di spessore t				
u <sub>m</sub> =	106 cm	: perimetro medio (perimetro del tubo con sezione A)				
θ=	45 °	: inclinazione puntone cls nel traliccio resistente				
ctg(θ)=	1					
A <sub>st</sub> =	0.283 cm <sup>2</sup>	: Area della sezione di un braccio della staffa				
p=	8 cm	: passo staffe				
ΣA <sub>l</sub> =	6.16 cm <sup>2</sup>	: area complessiva della sezione delle barre longitudinali da distribuire nel perimetro del tubo resistente				
TR <sub>cd</sub> =	3878 daN m	: torsione resistente max lato calcestruzzo				
TR <sub>sd</sub> =	1860 daN m	: torsione resistente lato staffe				
TR <sub>ld</sub> =	3056 daN m	: torsione resistente lato barre longitudinali				
TR <sub>d</sub> =	1860 daN m	: Taglio Resistente della sezione				
T <sub>Ed</sub> > T <sub>Rd</sub> : NON VERIFICATO						
C <sub>r</sub> = 1.28						

Fig. 5 Elaborazione implementata per valutare la resistenza a torsione (staffe ø6/8)

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

Raddoppiando le staffe la crisi arriva lato armature longitudinali.

**VERIFICA A TORSIONE**

Verifica a torsione sezione rettangolare (NTC-DM2008, §4.1.2.1.4)

B (cm)	H (cm)	fck (N/mmq)	γc	fyk (N/mmq)	γs	Ted (daN m)
30	40	25	1.5	450	1.15	2372
c=	3 cm	: distanza di copriferro sulla staffa				
φst=	6 mm	: diametro staffa				
φlong=	14 mm	: diametro barra longitudinale				
αcc=	1	: coefficiente di riduzione della tensione calcestruzzo a lungo termine				
fcd=	16.67 N/mmq					
fyd=	391.30 N/mmq					
w=	0.4025	: fattore di riduzione tensione di progetto cls per tensione di trazione in direzione ortogonale (EC2)				
fcd=	6.71 N/mmq	: tensione calcestruzzo ridotta				
Ac=	1200 cmq	: area sezione				
u=	140 cm	: perimetro sezione				
t=	8.6 cm	: spessore sezione cava di progetto				
A=	672 cmq	: area contenuta dal profilo medio del tubo resistente di spessore t				
um=	106 cm	: perimetro medio (perimetro del tubo con sezione A)				
θ=	45 °	: inclinazione puntone cls nel traliccio resistente				
ctg(θ)=	1					
Ast=	0.283 cmq	: Area della sezione di un braccio della staffa				
p=	4 cm	: passo staffe				
ΣAi=	6.16 cmq	: area complessiva della sezione delle barre longitudinali da distribuire nel perimetro del tubo resistente				
TRcd=	3878 daN m	: torsione resistente max lato calcestruzzo				
TRsd=	3721 daN m	: torsione resistente lato staffe				
TRld=	3056 daN m	: torsione resistente lato barre longitudinali				
TRd=	3056 daN m	: Taglio Resistente della sezione				
TED <= TRd: verificato						
Cr= 0.78						

Fig. 6 Elaborazione implementata per valutare la resistenza a torsione (staffe ø6/4)

### 12.14.3. Analisi dei risultati

I dati ottenuti per la torsione resistente sono raccolti nel seguente prospetto.

	Verifica e Disegno CA [kN m]	Excel [kN m]	rapporto
TRcd	38.73	38.78	0.999
TRsd	18.63	18.60	1.002
TRld	30.70	30.56	1.005

## 12.15. Controllo Gerarchia Resistenze nel nodo di un telaio in cemento armato

**Fonte:** Test interno EnExSys

**Tipo di analisi:** statica e dinamica lineare

**Descrizione:** controllo dell'applicazione della regola di Gerarchia delle Resistenze (GdR) nel nodo di un telaio in cemento armato.

$$\sum M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd}$$

Fig. 1 Espressione della regola di gerarchia di resistenza relativa al nodo trave-colonna

L'equilibrio nodale fa riferimento ai momenti resistenti  $M_{b,Rd}$  delle travi che si connettono al nodo, ai momenti resistenti  $M_{c,Rd}$  delle colonne che si connettono allo stesso nodo ed al coefficiente di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$  applicabile nella classe di duttilità utilizzata dal progetto.



$\gamma_{Rd} = 1.10$  (CDB)

$B_c = 30$  cm (base sezione colonna)

$H_c = 40$  cm (altezza sezione colonna)

$B_b = 60$  cm (base sezione trave)

$H_b = 30$  cm (altezza sezione trave)

**Obiettivo:** validazione delle verifiche degli equilibri nodali determinati dal modulo **Verifica e Disegno CA** nel nodo campione.

### 12.15.1. Risultati da Verifica e Disegno CA

La verifica della regola GdR può basarsi sul confronto del rapporto  $\sum M_{c,Rd} / \sum M_{b,Rd}$  con  $\gamma_{Rd}$ . Nel nodo campione 102 si ricercano i valori necessari per valutare il rapporto suddetto.



RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

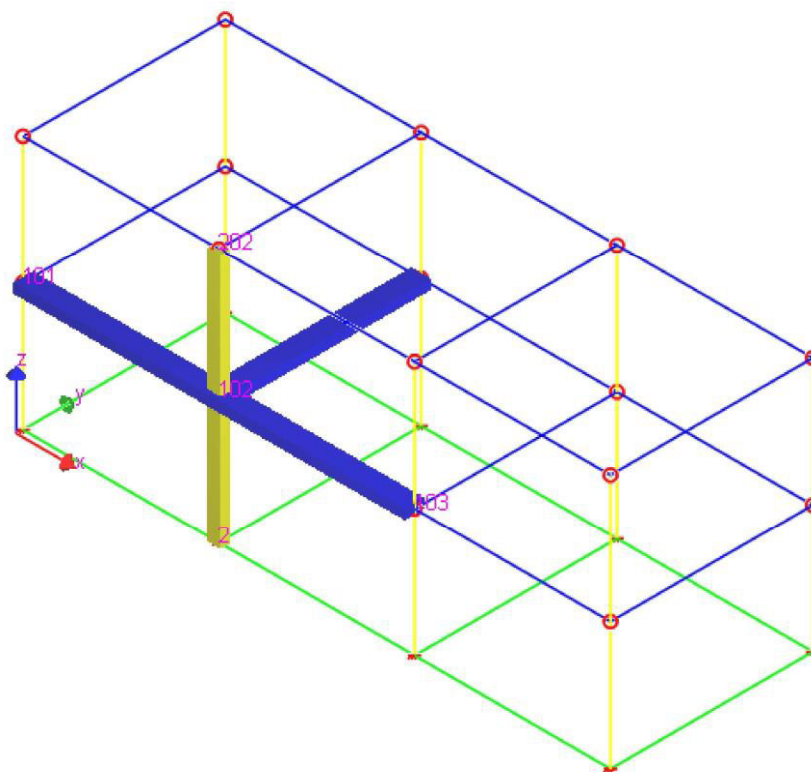


Fig. 2 Nodo campione

Momenti resistenti travi 101-102 e 102-103 agenti con asse momento in direzione Y (piano XZ):

$$M_{Rd,y.sx102.e} = 111.79 \text{ kN m (estradosso)}$$

$$M_{Rd,y.dx102.e} = 111.79 \text{ kN m (estradosso)}$$

$$M_{Rd,y.sx102.i} = 85.23 \text{ kN m (intradosso)}$$

$$M_{Rd,y.dx102.i} = 85.23 \text{ kN m (intradosso)}$$

Momenti resistenti trave 102-106 agenti con asse momento in direzione X (piano YZ):

$$M_{Rd,x.dx102.e} = 71.93 \text{ kN m (estradosso)}$$

$$M_{Rd,x.dx102.i} = 58.57 \text{ kN m (intradosso)}$$

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

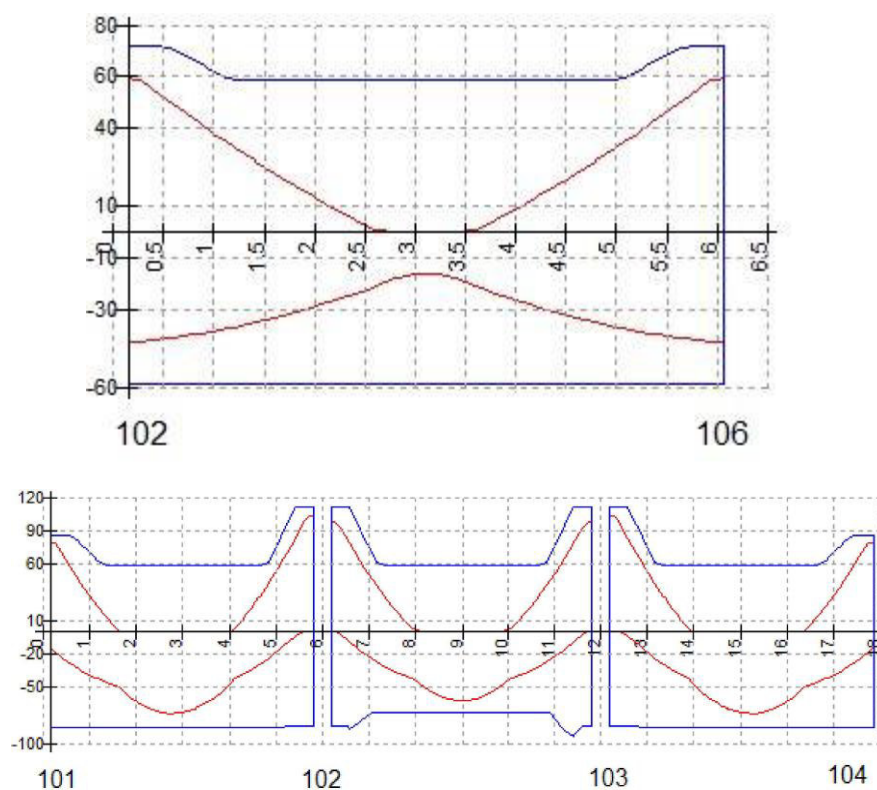


Fig. 3 Diagrammi momenti resistenti delle travi connesse al nodo campione 102

Momento resistente nella colonna 2-102 agente con asse momento in direzione Y (piano XZ):

$$M_{Rd.y.sup} = 192.05 \text{ kN m (sez. superiore)}$$

Momento resistente nella colonna 102-202 agente con asse momento in direzione Y (piano XZ):

$$M_{Rd.y.inf} = 172.24 \text{ kN m (sez. inferiore)}$$

Momento resistente nella colonna 2-102 agente con asse momento in direzione X (piano YZ):

$$M_{Rd.x.sup} = 120.10 \text{ kN m (sez. superiore)}$$

Momento resistente nella colonna 102-202 agente con asse momento in direzione X (piano YZ):

$$M_{Rd.x.inf} = 134.38 \text{ kN m (sez. inferiore)}$$

I risultati con asse vettore momento parallelo ad X ed Y sono riportati in Fig. 4.

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

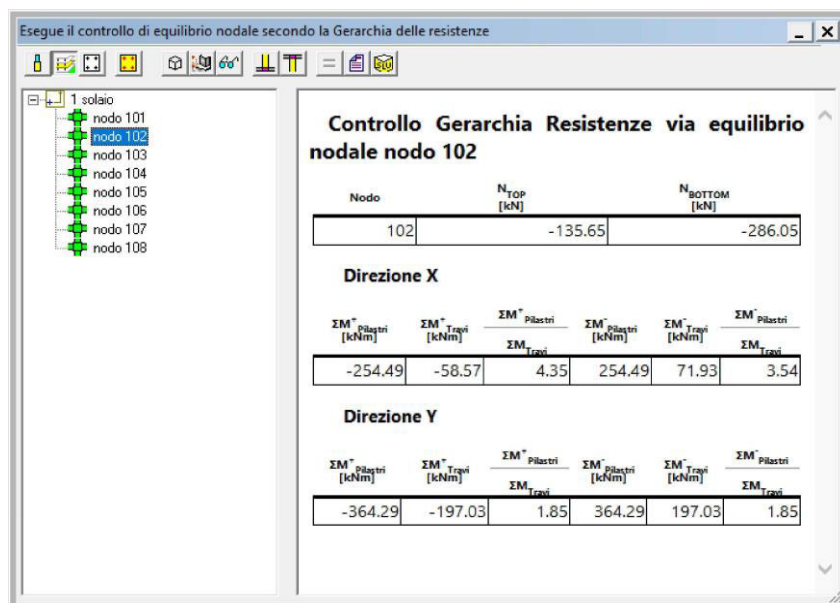


Fig. 4 Rapporto tra i momenti resistenti di colonne e travi nel nodo campione

### 12.15.2. Risultati da Excel

Dai dati elaborati con il foglio di calcolo si risale ai momenti resistenti totali  $\Sigma M_{c,Rd}$  e  $\Sigma M_{b,Rd}$  da confrontare per l'equilibrio nodale nei due piani di verifica e considerando i due versi in cui la spinta sismica agisce.

- MOMENTI CON ASSE PARALLELO AD Y (piano XZ)

$$\Sigma M_{c,Rd} = 364.29 \text{ kN m}$$

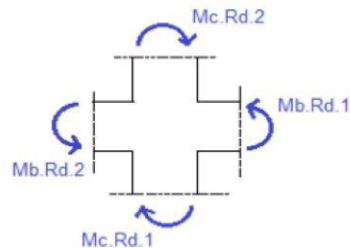
$$\Sigma M_{b,Rd} = 197.02 \text{ kN m}$$

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

CHECK GdR NODO TRAVE-COLONNA

Condizione di equilibrio nodale per la gerarchia delle resistenze (NTC-DM2008, §7.4.4.2.1)

Mb.Rd.1 (kN m)	Mb.Rd.2 (kN m)	Mc.Rd.1 (kN m)	Mc.Rd.2 (kN m)	$\gamma_{Rd}$
111.79	85.23	172.24	192.05	1.10



$\Sigma Mc.Rd$	364.29 kN m
$\Sigma Mb.Rd$	197.02 kN m

$\Sigma Mc.Rd / \Sigma Mb.Rd$  1.85 Verificato

Fig. 4 Verifica della regola GdR nel piano XZ (asse vettore momento Y)

- MOMENTI CON ASSE PARALLELO AD X (piano YZ)

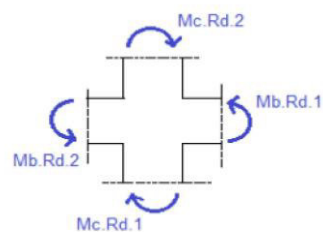
$$\Sigma M_{c.Rd} = 254.48 \text{ kN m}$$

$$\Sigma M_{b.Rd} = 71.93 \text{ kN m}$$

CHECK GdR NODO TRAVE-COLONNA

Condizione di equilibrio nodale per la gerarchia delle resistenze (NTC-DM2008, §7.4.4.2.1)

Mb.Rd.1 (kN m)	Mb.Rd.2 (kN m)	Mc.Rd.1 (kN m)	Mc.Rd.2 (kN m)	$\gamma_{Rd}$
71.93	0	134.38	120.10	1.10



$\Sigma Mc.Rd$	254.48 kN m
$\Sigma Mb.Rd$	71.93 kN m

$\Sigma Mc.Rd / \Sigma Mb.Rd$  3.54 Verificato

Fig. 5 Verifica della regola GdR nel piano YZ (asse vettore momento X)

$$\Sigma M_{c.Rd} = 254.48 \text{ kN m}$$

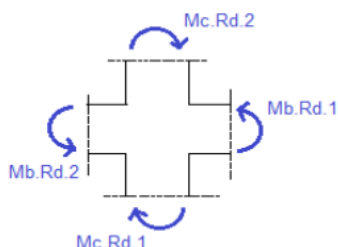
$$\Sigma M_{b.Rd} = 58.57 \text{ kN m}$$

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

CHECK GdR NODO TRAVE-COLONNA

Condizione di equilibrio nodale per la gerarchia delle resistenze (NTC-DM2008, §7.4.4.2.1)

Mb.Rd.1 (kN m)	Mb.Rd.2 (kN m)	Mc.Rd.1 (kN m)	Mc.Rd.2 (kN m)	$\gamma_{Rd}$
58.57	0	134.38	120.10	1.10



$\Sigma Mc.Rd$  254.48 kN m  
 $\Sigma Mb.Rd$  58.57 kN m

$\Sigma Mc.Rd / \Sigma Mb.Rd$  4.34 Verificato

Fig. 6 Verifica della regola GdR nel piano YZ (asse vettore momento X)

• Analisi dei risultati

	Verifica e Disegno CA [kN m]	Excel [kN m]	rapporto
$\Sigma M_{c,Rd}$	364.29	364.29	1.000
$\Sigma M_{b,Rd}$	197.03	197.02	1.000

Tab. 1 Confronto momenti con asse parallelo ad Y (+ e -)

	Verifica e Disegno CA [kN m]	Excel [kN m]	rapporto
$\Sigma M_{c,Rd}$	254.49	254.48	1.000
$\Sigma M_{b,Rd}$	71.93	71.93	1.000

Tab. 2 Confronto momenti con asse parallelo ad X (+)

	Verifica e Disegno CA [kN m]	Excel [kN m]	rapporto
$\Sigma M_{c,Rd}$	254.49	254.48	1.000
$\Sigma M_{b,Rd}$	58.57	58.57	1.000

Tab. 3 Confronto momenti con asse parallelo ad X (-)

### **13. SINTESI DEI RISULTATI E CRITERI DI ACCETTABILITÀ**

Le immagini del comportamento strutturale delle pagine precedenti non vogliono in alcun modo sostituire i tabulati di calcolo e le verifiche, ma vuole presentare “qualitativamente” i risultati dell’analisi strutturale agli elementi finiti.

La struttura ha mostrato un buon comportamento sia sotto l’azione dei carichi verticali (che per alcuni elementi è la combinazione di carico più importante) sia sotto l’azione sismica.

Giudizio di accettabilità: i risultati dei modelli strutturali sia in termini di spostamento sia in termini di sollecitazione rispondono esattamente a quanto ipotizzato e calcolato a mano dallo scrivente in fase di predimensionamento. In particolare, le sollecitazioni agli SLU, derivanti dai carichi verticali, degli elementi strutturali più significativi risultano coerenti con i risultati di calcoli semplificati (utilizzando gli schemi statici di travi semplicemente appoggiate, telai piani... ), mentre per quanto riguarda l’analisi sismica è stato fatto un controllo relativamente al calcolo delle masse sismiche, dei tagli di piano e delle rigidezze di piano, nonché dei massimi spostamenti, confrontando i risultati del software con quelli ottenuti da analisi lineari statiche su telai piani.

Tutte le strutture risultano verificate secondo le attuali NTC2018.