

# Nuova scuola media Enrico Panzacchi

Viale Il Giugno, 49 - Ozzano dell'Emilia



## committente

**Comune di Ozzano dell'Emilia**

Via della Repubblica, 10

## responsabile unico del procedimento

**ing. Chiara De Plato**

## raggruppamento temporaneo di professionisti

### \_progettazione architettonica

**AREA PROGETTI srl** Arch. Giorgio Gazzera

Via Regaldi 3, 10154 Torino, tel. 011 2386221, [info@area-progetti.it](mailto:info@area-progetti.it)

**Archisbang associati** Arch. Silvia Minutolo, Arch. Marco Gai Via

Via Bogino 4, 10123 Torino, tel. 011 026 7246, [info@archisbang.com](mailto:info@archisbang.com)

### \_progettazione strutturale

**AREA PROGETTI srl** Ing. Marco Cuccureddu

Via Regaldi 3, 10154 Torino, tel. 011 2386221, [info@area-progetti.it](mailto:info@area-progetti.it)

### \_progettazione impianti meccanici, elettrici e speciali

**AREA PROGETTI srl** Ing. Sergio Cerioni, Ing. Gabriele Pisani

Via Regaldi 3, 10154 Torino, tel. 011 2386221, [info@area-progetti.it](mailto:info@area-progetti.it)

### \_progettazione antincendio

**AREA PROGETTI srl** Ing. Sergio Cerioni

Via Regaldi 3, 10154 Torino, tel. 011 2386221, [info@area-progetti.it](mailto:info@area-progetti.it)

### \_progettazione urbanistica

**arch. Andrea Cavaliere**

Via Cassini 43 - 10129 Torino, tel. 3284240491, [archicavaliere@gmail.com](mailto:archicavaliere@gmail.com)

### \_consulenza LEED

**arch. Elisa Sirombo**

Via Stampatori 21, 10122 Torino, tel. 3356277109, [elisa.sirombo@gmail.com](mailto:elisa.sirombo@gmail.com)

### \_piano di sicurezza e coordinamento

**AREA PROGETTI srl** Arch. Domenico Racca

Via Regaldi 3, 10154 Torino, tel. 011 2386221, [info@area-progetti.it](mailto:info@area-progetti.it)

## consulenti

### \_arch. Chiara Devecchi (progettazione acustica)

Via Principi d'Acaja 19, 10138 Torino, tel. 011 4172277, [devecchichiara@yahoo.it](mailto:devecchichiara@yahoo.it)



archisbang

**AREAPROGETTI**  
architettura e ingegneria

pratica PAN\_01

fase PE\_Progetto Esecutivo

oggetto REL\_RLT - Relazione tecnica opere strutturali

elaborato Relazione tecnica opere strutturali\_Scuola

file PAN\_01\_PE\_ST\_S\_0102\_REL\_RLT\_a

scala -

data 13 gennaio 2020

rev.	data	redatto	verificato	approvato	oggetto revisione
	13/01/20	mc	mc	gg	prima emissione
a	27/03/20	mm	mc	gg	modifiche non sostanziali

L'UTILIZZO E LA RIPRODUZIONE DEL PRESENTE DOCUMENTO SONO RISERVATE A NORMA DI LEGGE

# ST\_S\_0102

## Relazione Tecnica Opere Strutturali



ARCHITETTO  
Elisa  
Sirombo

n. 8680



ARCHITETTO  
Domenico  
Racca

n.9091

## **PROGETTO ESECUTIVO**

# **RELAZIONE SULLE STRUTTURE**

**(art.23 c.1 D.L.vo 50/2016, art. 35 DPR 207/2010)**



1	PREMESSA	5
1.1	Elementi normativi	5
2	INTERVENTI IN PROGETTO	7
2.1	Posizione	7
2.2	Edificio esistente	7
2.3	Edificio nuovo	7
3	INDAGINI GEOLOGICHE E SISMICHE	9
4	CRITERI GENERALI DI SICUREZZA	14
5	DESCRIZIONE DELL'OPERA – LA SCUOLA	15
5.1	Posizione	15
5.2	Descrizione della struttura	15
5.2.1	Strutture portanti	15
6	AZIONI SULLA COSTRUZIONE: ANALISI DEI CARICHI	19
6.1	Analisi dei carichi	19
6.1.1	Carichi permanenti e variabili	19
6.1.2	Carichi eccezionali: incendio	22
6.1.3	Carichi sismici	22
7	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	24
8	MODELLAZIONE STRUTTURALE	25
8.1	Modellazione della struttura, dei vincoli e dei materiali	26
9	VERIFICHE STRUTTURALI	27
9.1	Verifiche elementi verticali in cemento armato	27
9.1.1	Verifiche a Stato Limite Ultimo	27
	Risultati analisi Sismica	27
	Calcolo manuale Analisi Lineare Statica	32
	Sismica: Assenza di martellamento tra strutture contigue (NTC18 7.2.1)	33
	Sismica: Resistenza delle strutture (NTC18 7.3.6.1 e 7.4.1)	35
	Sismica: Duttilità delle strutture (NTC18 7.3.6.1)	35
	Sismica: Elementi non strutturali (NTC18 7.2.3 e 7.3.6.2)	35
	Statica: Resistenza delle strutture (NTC18 4.1.2.3.1)	35
	Sismica e Statica: Grafici sforzi di Wood nei setti in cemento armato	35
	Confronto sollecitazioni di Taglio alla base	51
9.1.2	Verifiche a Stato Limite di Esercizio	52
	Sismica: Verifica a Stato Limite di Operatività (NTC18 7.3.6.1)	52
	Sismica: Verifica a Stato Limite di Operatività (NTC18 7.3.6.3)	53
	Statica: Verifica di fessurazione (NTC18 4.1.2.2.4)	53
	Statica: Verifica delle tensioni di esercizio (NTC18 4.1.2.2.5)	53
9.2	Verifiche elementi orizzontali in cemento armato	53
9.2.1	Verifiche a Stato Limite Ultimo	53
	Sismica: Fondazioni (NTC18 7.2.5)	53
	Grafici sforzi di Wood nei solai in cemento armato	55
	Solaio piano terra	61
9.2.2	Verifiche a Stato Limite di Esercizio	63
	Verifica di deformabilità (NTC18 4.1.2.2.2)	63
	Verifica di fessurazione (NTC18 4.1.2.2.4)	64
	Verifica delle tensioni di esercizio (NTC18 4.1.2.2.5)	65
9.3	Verifiche elementi in carpenteria metallica interni	65

Risultati analisi Sismica	65
9.3.1 Verifiche a Stato Limite Ultimo	66
Resistenza delle strutture (NTC18 4.2.4)	66
9.3.2 Verifiche a Stato Limite di Esercizio	70
Spostamenti verticali ed orizzontali (NTC18 4.2.4.2.1)	70
9.4 Verifiche elementi in carpenteria metallica esterni	71
Resistenza delle strutture (NTC18 4.2.4)	71
9.4.1 Verifiche a Stato Limite di Esercizio	77
Spostamenti verticali ed orizzontali (NTC18 4.2.4.2.1)	77
10 NOTE SU: NORMATIVA E CODICE DI CALCOLO	79
10.1 Normative di riferimento	79
10.2 Schematizzazione della struttura e dei vincoli	79
10.3 Modellazione della struttura e dei vincoli	79
10.4 Modellazione dei materiali	79
10.5 Individuazione del codice di calcolo	80
10.6 Grado di affidabilità del codice	80
10.7 Valutazione della correttezza del modello	80
11 ALLEGATI	81
11.1 Azione della neve	82
11.2 Azione del vento	83
11.3 Casi e combinazioni di carico edificio	85
11.4 Analisi sismica edificio	87
11.4.1 Analisi dinamica modale	87
11.4.2 Analisi statica lineare	88
11.4.3 Controllo rigidezze strutturali	90
11.4.4 Spostamenti sismici	92
11.5 Casi e combinazioni di carico scala interna	93
11.6 Analisi sismica scala interna	95
11.6.1 Analisi dinamica modale	95
11.6.2 Analisi statica lineare	97

## 1 PREMESSA

Il Comune di Ozzano dell'Emilia (BO) ha eseguito nel 2011 **verifiche di vulnerabilità sismica**, di cui all'ordinanza PCM 3274/2003, **sulla Scuola Media Panzacchi** ubicata in Viale Il Giugno n. 49 (che hanno messo in luce numerose carenze di tipo strutturale) e successivamente ha affidato (determina n. 267 del 25.06.2012) uno **studio di fattibilità** per interventi finalizzati al miglioramento sismico della scuola stessa le cui risultanze hanno indicato costi per un importo complessivo di € 1.800.000.

In seguito a tali indagini e studi il Comune ha deciso di inserire nel piano triennale delle opere pubbliche 2018-2020 un **intervento sulla scuola Panzacchi per la demolizione e ricostruzione della struttura**.

Nel corso del 2017 il Comune ha deciso di procedere con un concorso di progettazione anonimo per l'individuazione del progettista dell'opera.

A seguito della seduta del 18.05.2018 è stato proclamato vincitore il raggruppamento di professionisti costituito da Area Progetti srl, Archisbang associati, arch. Elisa Sirombo ed arch. Andrea Cavaliere.

Con determinazione **Reg. n. 193 del 09.08.2018** del Responsabile Settore Programmazione e Gestione del Territorio il raggruppamento sopra indicato è stato incarico del completamento del Progetto di Fattibilità Tecnico – Economica della Nuova Scuola Media Panzacchi.

Con delibera GC del 14.09.2018 è stato approvato il Progetto di Fattibilità Tecnico – Economica.

Con determinazione **Reg. n. 282 del 21.11.2018** del Responsabile Settore Programmazione e Gestione del Territorio il raggruppamento sopra indicato è stato incaricato del Progetto Esecutivo della Scuola Media Panzacchi.

La presente Relazione sulle Strutture è pertanto redatta a supporto del **Progetto Esecutivo per la realizzazione della Nuova Scuola Media Panzacchi**.

Il programma di calcolo utilizzato per il **dimensionamento delle strutture** in oggetto è **DOLMEN** per windows (versione 19 del 2019) prodotto, distribuito ed assistito dalla CDM DOLMEN srl, con sede in Torino, Via Drovetti 9/F (IDENTIFICATIVO DELLA LICENZA: YJ59ODEHTI5K) con il quale è stato realizzato un modello tridimensionale degli edifici in progetto.

In calce alla presente relazione sono riportate le note di dettaglio sul codice di calcolo utilizzato.

### 1.1 Elementi normativi

Dal punto di vista sismico il Comune di Ozzano dell'Emilia è stato **classificato in zona II** (zona con pericolosità sismica media) a seguito dell'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003, aggiornata al 16/01/2006 con le comunicazioni regionali in quanto ricadente in zone ad elevato rischio sismico, di cui all'Ordinanza DPC n° 2788.

Si evidenzia che, ai sensi dell'**art. 11 della L.R. 30.10.2008 n. 19** (aggiornata con la L.R. 06.07.2009 n. 6 e L.R. 23.12.2016 n. 25), l'edificio dovrà essere oggetto di **autorizzazione sismica**, prima dell'avvio dei lavori, da parte degli organi Regionali competenti. Come indicato nell'**art. 12** della medesima Legge Regionale l'autorizzazione sismica sarà rilasciata dietro presentazione del Progetto Esecutivo delle strutture.

I Riferimenti Normativi di carattere tecnico sono il **D.M. 17.01.2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni** (di seguito indicate NTC18) e la relativa **Circolare Esplicativa**, Circolare n. 7 del 21.01.2019 (di seguito C18).

Come richiesto dall'art. **35 del d.P.R. n. 207/2010** (in vigore fino all'emanazione delle linee guida e dei decreti attuativi del d.lgs. n. 50/2016) verranno di seguito illustrate le tipologie strutturali, gli schemi ed i modelli di calcolo, le azioni sismiche e le indagini effettuate ed i criteri adottati per il rispetto dei requisiti di sicurezza richiesti dalle vigenti norme.

In calce alla presente relazione sono riportati i riferimenti normativi tecnici completi.



## 2 INTERVENTI IN PROGETTO

Come indicato in premessa gli interventi in progetto riguardano la realizzazione della Nuova Scuola Media Panzacchi in sostituzione di quella attualmente esistente (non più adeguata dal punto di vista strutturale).

### 2.1 Posizione

L'area su cui dovrà sorgere la Nuova Scuola si trova in Viale Il Giugno n. 49 nel Comune di Ozzano dell'Emilia.

Le coordinate del baricentro dell'area sono:

Latitudine 44.442642°

Longitudine 11.473076°

L'area è posta ad una quota di circa 67 m s.l.m.



Ubicazione intervento con al centro la scuola attualmente esistente

### 2.2 Edificio esistente

Come indicato l'edificio esistente alla luce dei risultati della valutazione di vulnerabilità sismica e dello studio di fattibilità sarà preventivamente demolito per fare posto alla Nuova Scuola Media.

### 2.3 Edificio nuovo

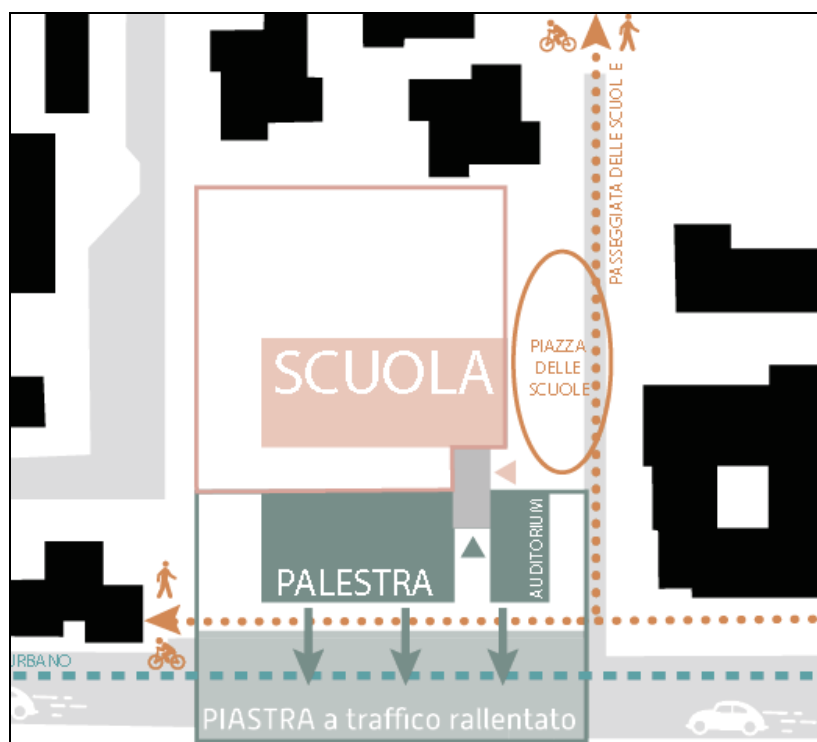
La Nuova Scuola che sorgerà nell'area indicata in realtà sarà costituita da **tre corpi di fabbrica distinti** ma collegati fra loro (non strutturalmente) da un elemento connettivo monopiano (atrio).

I quattro elementi principali sono:

- la scuola vera e propria



- l'atrio di accesso
- la palestra
- l'auditorium



Schema in pianta degli edifici costituenti la Nuova Scuola Media Panzacchi

### 3 INDAGINI GEOLOGICHE E SISMICHE

Di seguito si riportano, in sintesi, le indagini ed i risultati ottenuti sui terreni interessati dall'**intero complesso scolastico**.

A **febbraio 2010**, in previsione degli interventi di miglioramento che alla fine non sono stati realizzati, è stata condotta **un'indagine sismica** mediante metodo HVSr per la valutazione del parametro  $V_{s30}$  e determinazione della categoria del suolo di fondazione a cura dello Studio Geologico Associato Geo-Probe (firmati dal Dott. Geol. Mirko Sita) mentre nel **luglio 2010** è stato condotto **uno studio geologico-tecnico dei terreni del primo sottosuolo** sempre a cura della Studio Geologico Associato Geo-Probe (firmato dal Dott. Geol. Graziano Grimaldi).

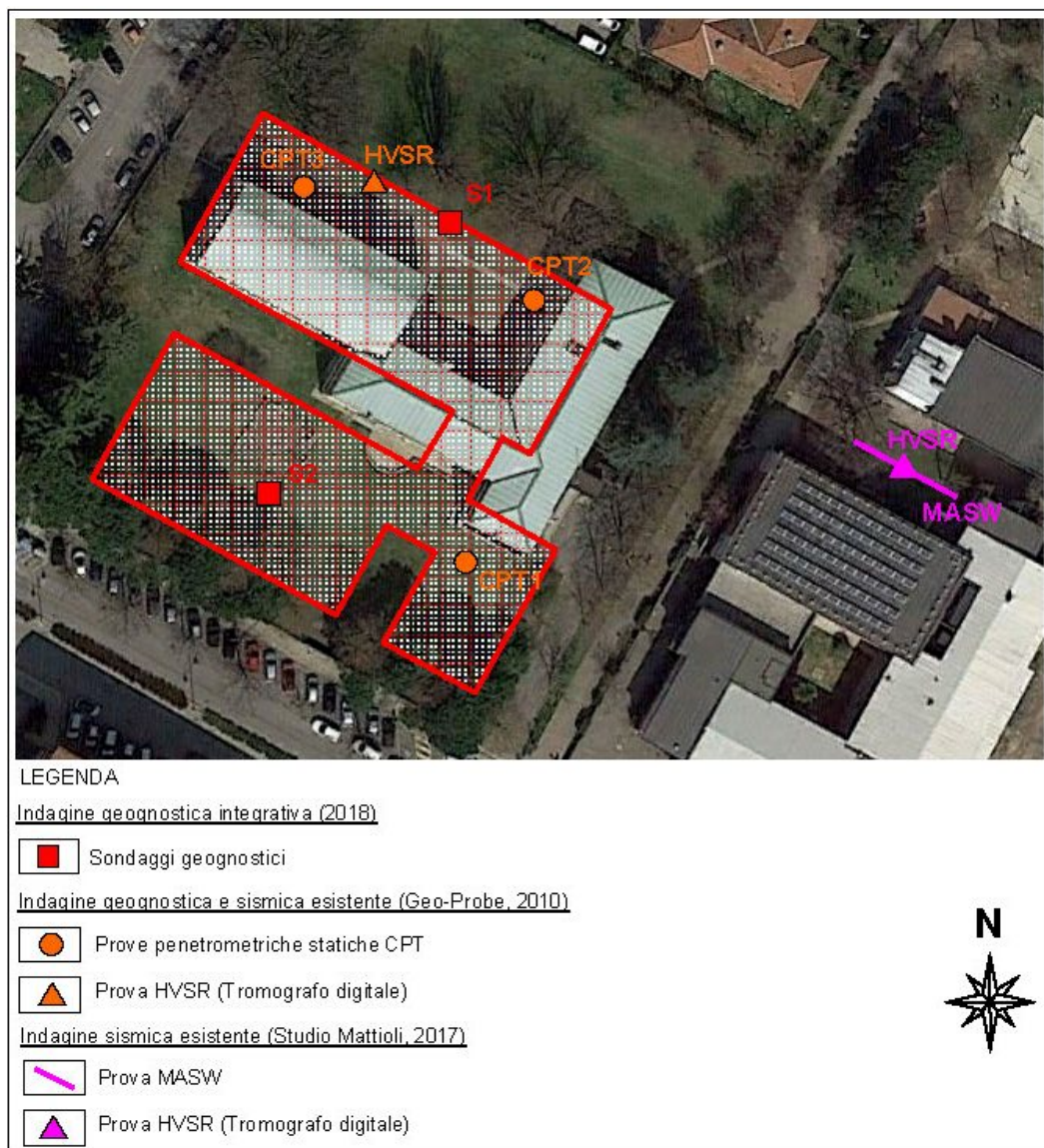
A **dicembre 2017**, è stata condotta **un'indagine sismica** per la valutazione del parametro  $V_{s30}$  e mediante metodologia integrata HVSr e MASW in corrispondenza dell'adiacente Scuola Elementare Bruno Ciari (a cura dello Studio Mattioli).

Successivamente, nella relazione dello Progetto di Fattibilità Economica, sono state richiesti dallo scrivente degli **approfondimenti di indagine per la redazione del Progetto Esecutivo**.

A **novembre 2018** è stata redatta la Relazione Geologica e Geotecnica Sismica (a firma del Dott. Geol. Andrea Scaglioni) riassuntiva degli studi precedenti aggiornati con i risultati delle **indagini supplementari** richieste.

Complessivamente sono state eseguite le seguenti indagini nell'area interessata dal nuovo complesso scolastico (per i dettagli si veda la relazione geologica allegata):

- 3 prove penetrometriche statiche (eseguite nel 2010) spinte fino a
  - m 25.00 (CPT1)
  - m 15.20 (CPT2)
  - m 14.80 (CPT3)
- 2 sondaggi geognostici a carotaggio continuo (eseguiti nel 2018) spinti fino a
  - m 10.00 (S1)
  - m 10.00 (S2)
- prove di laboratorio su 4 campioni indisturbati prelevati dai sondaggi S1 ed S2 costituite da
  - determinazione dei limiti di consistenza
  - analisi granulometrica
  - prove di taglio diretto consolidato drenate
  - prove triassiali non consolidate non drenate
  - prove udometriche
- 1 prova sismica con metodo HVSr (eseguita nel 2010)
- 1 prova sismica con metodo integrato HVSr – MASW (eseguita nel 2017)



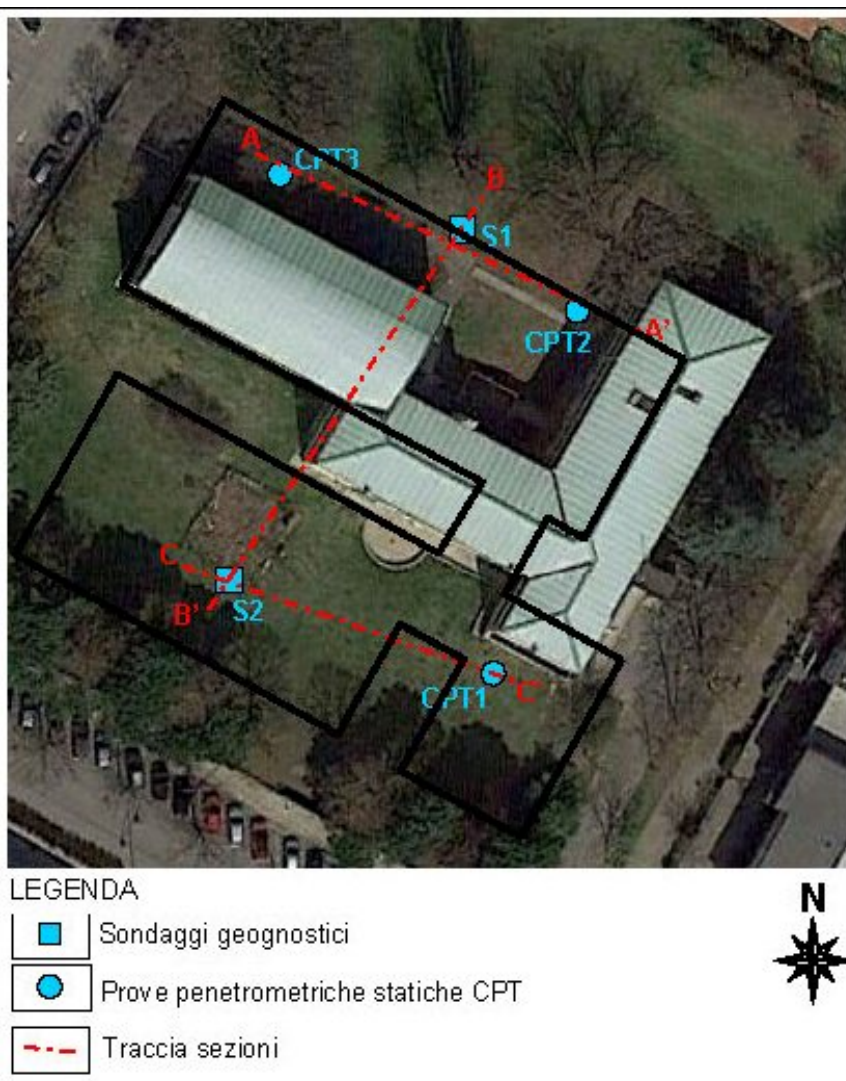
Ubicazione delle indagini con sovrapposizione sagoma nuovo complesso scolastico (non in scala)

La relazione **Geologica e Geotecnica Sismica allegata**, a cui si rimanda per i dettagli specifici, riporta in **sintesi** quanto segue:

- presenza di 3 “corpi” litologicamente abbastanza ben definiti suddivisibili, ai fini del modello geotecnico locale in **8 unità litotecniche** (le profondità sono variabili a secondo del punto dell’area, si riportano di seguito le sezioni geologiche ricavate) così sintetizzabili (in ordine di profondità crescente):
  - unità litotecnica 1: prevalenti limi argillosi talora sabbiosi e argille limose
  - unità litotecnica 2: prevalenti limi argillosi sabbiosi e limi sabbiosi argillosi
  - unità litotecnica 3: prevalenti limi argillosi talora debolmente sabbiosi e argille limose
  - unità litotecnica 3A: prevalenti limi argillosi sabbiosi e argille limose
  - unità litotecnica 3B: prevalenti limi argillosi e argille limose
  - unità litotecnica 4: prevalenti ghiaie in matrice limoso - sabbiosa
  - unità litotecnica 5: prevalenti argille limose e limi argillosi talora sabbiosi
  - unità litotecnica 6: prevalenti ghiaie in matrice limoso - sabbiosa
- profondità della **falda di circa 7.50 – 8.00 m** dal p.c.

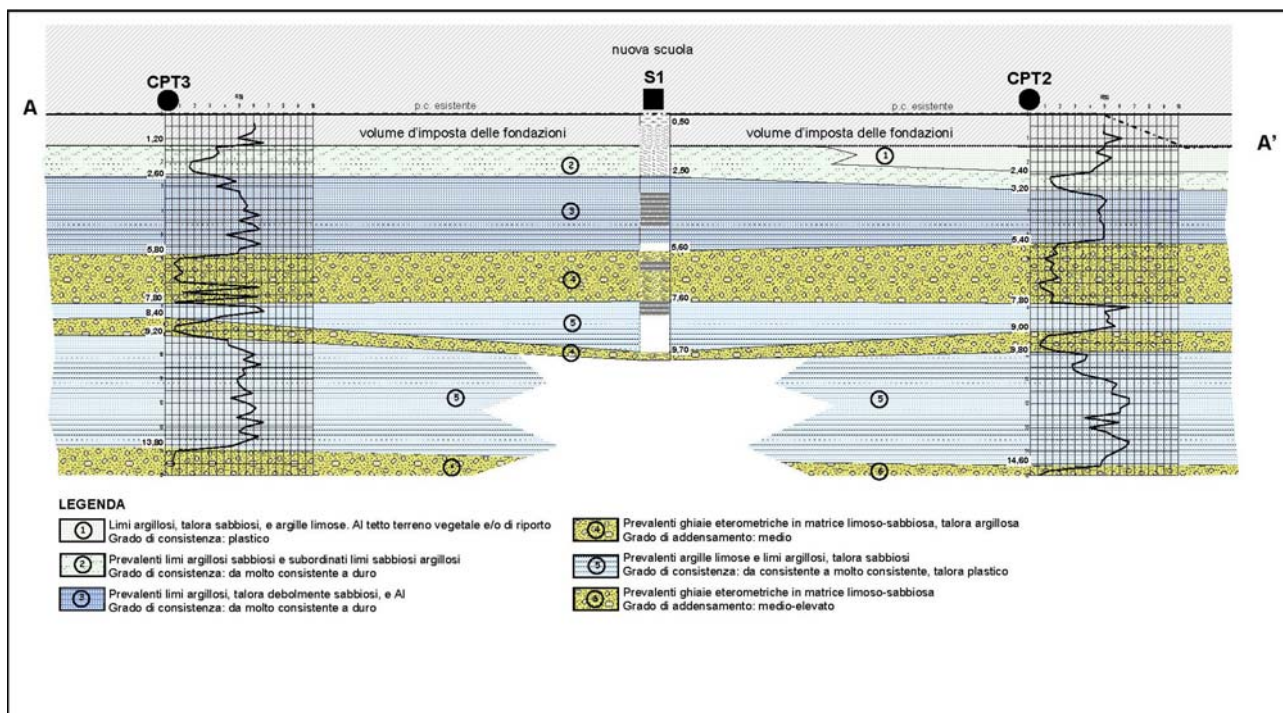
- valori di  $V_{S30}$  pari a 249 m/s e 332 m/s da cui risulta una classificazione del terreno ai fini sismici di **Tipo C** (è stata effettuata anche un'analisi di Risposta Sismica Locale ai sensi della Del. Reg. n. 2193/2015)
- **non presente il rischio di liquefazione**
- **resistenza al taglio drenate e non drenate e relativa capacità portante** per le unità geotecniche potenzialmente interessate dalle fondazioni (per il dettaglio delle verifiche delle fondazioni si veda la Relazione Geotecnica allegata):
  - **unità litotecnica 1:**  
cud = 57 kPa e Rd = 120 kPa  
 $c' = 4.26$  kN/mq e  $\phi' = 27.5^\circ$  e Rd = 155 kPa
  - **unità litotecnica 2:**  
cud = 130 kPa e Rd = 305 kPa  
 $\phi' = 31.4^\circ$  e Rd = 189 kPa e Rd = 231 kPa
  - **unità litotecnica 3A:**  
cud = 73 kPa e Rd = 173 kPa  
 $c' = 4.26$  kN/mq e  $\phi' = 27.5^\circ$  e Rd = 243 kPa

Come già indicato i valori sopra riportati sono quelli indicativi riportati nella Relazione Geologica mentre nella **Relazione Geotecnica** sono riportate in dettaglio **tutte le verifiche effettuate secondo le NTC18**.

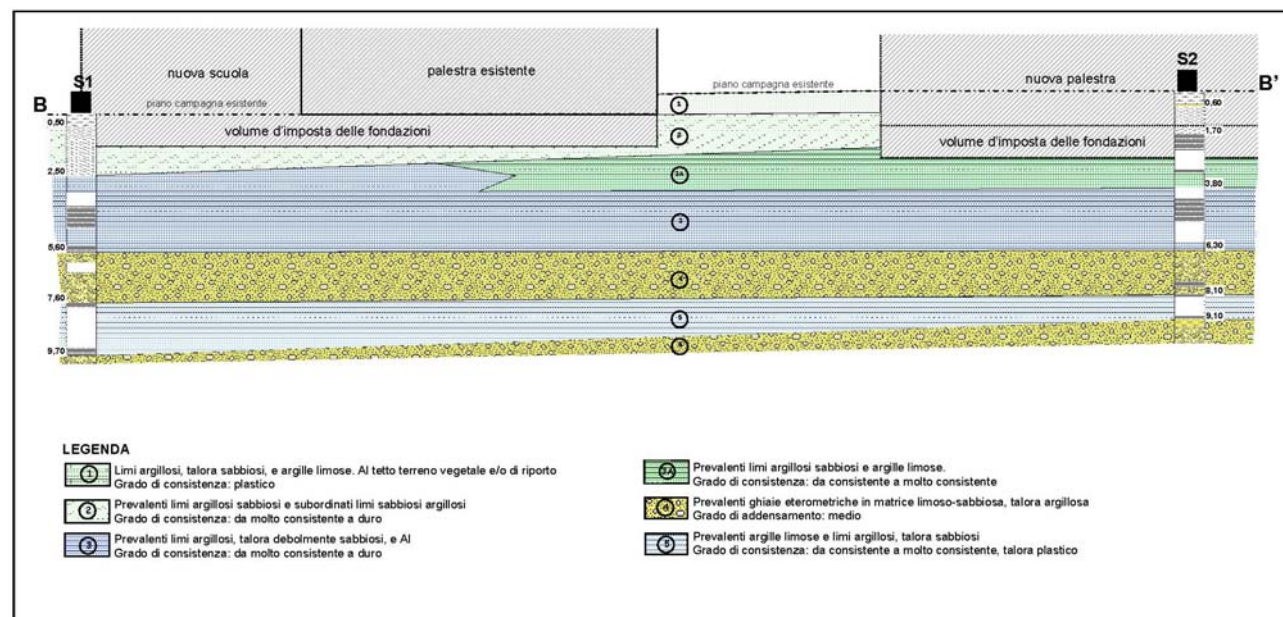


Traccia sezioni geologiche (non in scala)

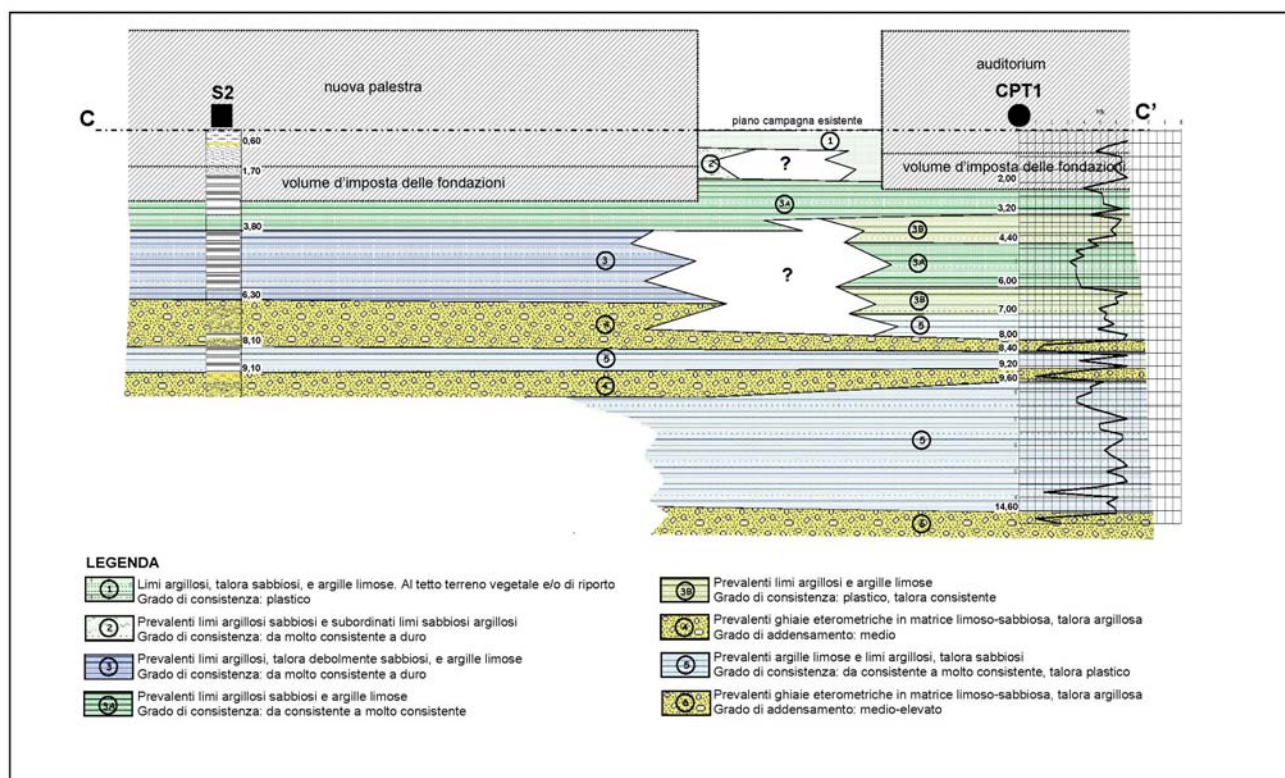




Sezione A-A (non in scala) (per maggiori dettagli si veda la tavola nella relazione geologica)



Sezione B-B (non in scala) (per maggiori dettagli si veda la tavola nella relazione geologica)



Sezione C-C' (non in scala) (per maggiori dettagli si veda la tavola nella relazione geologica)

In conclusione sebbene **le indagini eseguite non abbiano evidenziato situazioni di particolare criticità**, il carattere puntuale delle prove condotte e, conseguentemente, la possibile presenza di disomogeneità non rilevate, impongono che in fase esecutiva sia posta, comunque, una **certa cura nel verificare che il piano di posa delle fondazioni non presenti eterogeneità eccessive** ed, in particolare, zone caratterizzate, localmente, da terreni più scadenti rispetto a quelli evidenziati nel corso dell'indagine.

Si renderà quasi certamente necessaria la realizzazione di uno **strato di bonifica geotecnica** in alcuni settori, per regolarizzare il piano di appoggio delle fondazioni; sarà, pertanto, opportuno prevedere in fase esecutiva una serie di **prove di carico di piastra di collaudo dello strato di bonifica geotecnica**, per verificarne l'adeguata compattazione e la qualità dei materiali utilizzati.

Congruentemente con i valori di modulo di deformabilità riportati nella relazione geologica nei modelli di calcolo agli elementi finiti sono stati utilizzati i seguenti valori **del modulo di reazione verticale del terreno "Winkler"**:

Unità Litotec.	secondo Bowles	secondo Terzaghi	correlazione con Ed (Ed/H)	correlazione con Ed $(2 \times Ed / (B \times \ln((B + 2 \times H) / B)))$	Valore medio (escl. max e min)	Valore utilizzato
<b>1</b>	1.12	0.2	0.39	0.58	0.485	<b>0.5</b>
<b>2</b>	2.86	0.70	1.35	2.11	1.73	<b>1.75</b>
<b>3A</b>	1.62	0.30	0.55	0.80	0.675	<b>0.7</b>

Moduli dei valori di reazione verticale del terreno Winkler [daN/cm<sup>3</sup>]

## 4 CRITERI GENERALI DI SICUREZZA

Le NTC18 definiscono nel **capitolo 2** i principi fondamentali per il progetto, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione delle costruzioni indicando gli **Stati Limite** che devono essere esaminati in funzione della **Vita Nominale** e della **Classe d'uso** adottata.

Come noto gli Stati Limite individuati dalle NTC18 2.2 sono di due tipi:

- Stati Limite Ultimi (SLU)
- Stati Limite di Esercizio (SLE)

e devono essere verificati per tutti i tipi di costruzioni (ad eccezione degli edifici esistenti).

Invece la Vita Nominale e la Classe d'Uso devono essere valutate caso per caso di concerto tra progettista e committente (nel rispetto dei limiti imposti dalle vigenti normative).

Nel caso specifico coerentemente con la destinazione d'uso dell'edificio sono stati utilizzati i seguenti valori di riferimento:

- |   |  |               |
|---|--|---------------|
| ▪ <b>Vita Nominale (<math>V_N</math>)</b> | <b><math>\geq 50</math> anni</b> (opere ordinarie ...) | (NTC18 2.4.1) |
| ▪ <b>Classe d'Uso (<math>C_U</math>)</b>  | <b>III</b> (affollamenti significativi ...)            | (NTC18 2.4.2) |

da tali valori si ricava il **Periodo di Riferimento per l'Azione Sismica**, così definito:

- |  |                                  |               |
|--|----------------------------------|---------------|
| ▪ <b><math>V_R = V_N \times C_U</math></b> | <b><math>\geq 75</math> anni</b> | (NTC18 2.4.3) |
|--|----------------------------------|---------------|



## 5 DESCRIZIONE DELL'OPERA – LA SCUOLA

Quanto di seguito illustrato prende avvio dal Progetto di Fattibilità Tecnico – Economica approvato che è stato oggetto di verifica ed approfondimento, al fine di pervenire al **dimensionamento strutturale esecutivo dell'edificio**.

### 5.1 Posizione

L'area su cui dovrà sorgere la Nuova Scuola si trova in Viale Il Giugno n. 49 nel Comune di Ozzano dell'Emilia.

Le coordinate del baricentro della Scuola sono:

Latitudine 44.442862°

Longitudine 11.473192°

L'area è posta ad una quota di circa 67 m s.l.m.

### 5.2 Descrizione della struttura

La Scuola ha una dimensione in pianta di circa 51 (60.5 con le scale esterne di sicurezza) x 22 m ed è costituita dai seguenti livelli (altezze in metri):

- piano terra: PPF - 0.50
- piano primo: PPF + 3.60
- piano secondo: PPF + 7.70
- piano copertura: PPF + 11.72

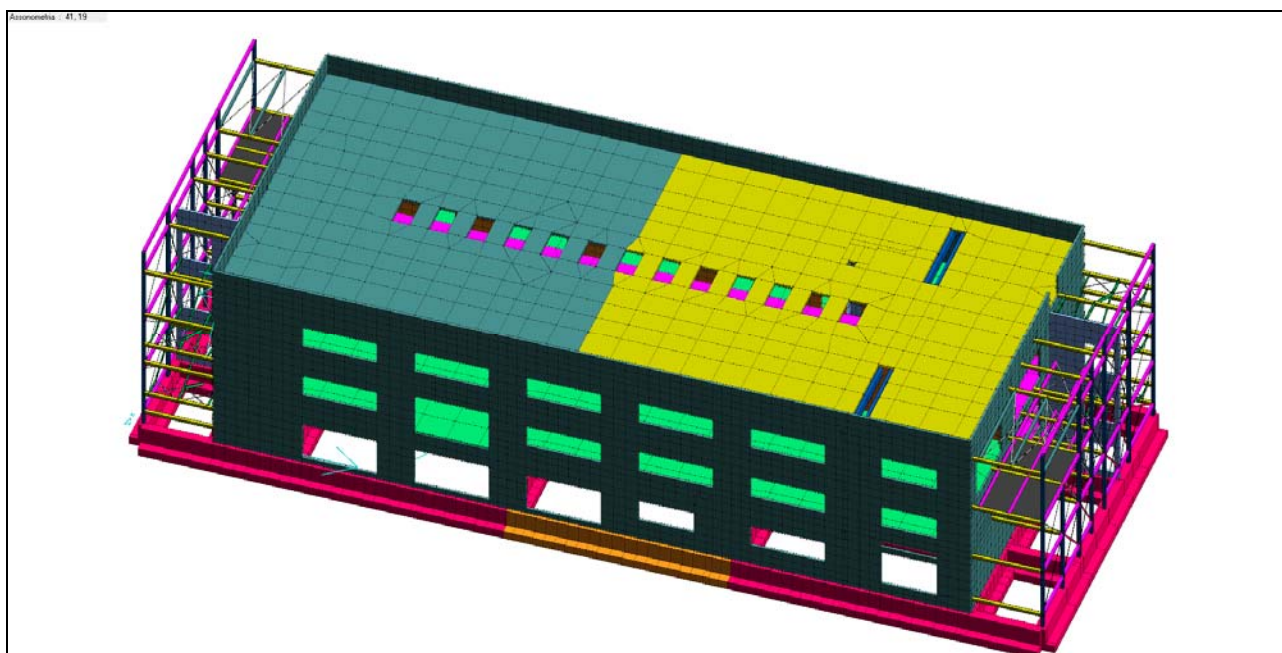
#### 5.2.1 Strutture portanti

Le strutture portanti principali della Scuola saranno realizzate in cemento armato utilizzando i seguenti sistemi costruttivi:

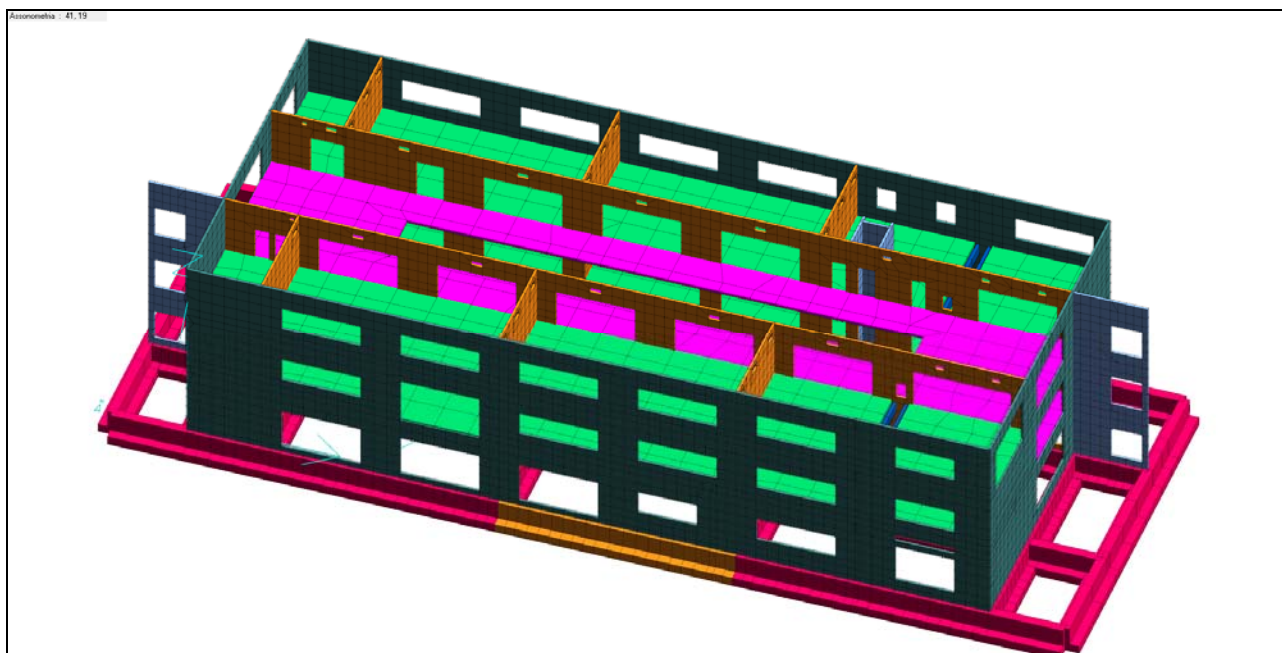
- **fondazioni**  
**travi di fondazioni a T rovescia in cemento armato tradizionale** di larghezza **180 cm** ed altezza complessiva **180 cm**
- **elementi portanti verticali esterni**  
**bilastre**, con sistema di isolamento termico all'interno, dello spessore totale di **42 cm** (5 cm lastra interna + 16 cm getto integrativo + 16 cm isolamento + 5 cm lastra esterna) con finitura liscia tipo cassero in ferro
- **elementi portanti verticali interni**  
**bilastre** dello spessore totale di **20 cm** (5 cm lastra interna + 10 cm getto integrativo + 5 cm lastra esterna) con finitura liscia tipo cassero in ferro
- **elementi portanti orizzontali interni (piano terra)**  
**solaio ad elementi alveolari precompressi autoportanti** con interasse 120 cm ed altezza sezione 35 cm (complessiva di 40 cm)
- **elementi portanti orizzontali interni (piano primo e secondo)**  
**lastre tralicciate** bidirezionali con alleggerimento in polistirolo dello spessore totale di 26 cm (5 cm lastra inferiore + 16 cm getto integrativo/alleggerimento + 5 cm getto superiore)
- **elementi portanti orizzontali copertura**  
**lastre tralicciate** bidirezionali con alleggerimento in polistirolo dello spessore totale di 26 cm (5 cm lastra inferiore + 16 cm getto integrativo/alleggerimento + 5 cm lastra superiore)
- **scala interna sui setti in cemento armato (gradonata piano terra)**  
pedate in **lamiera grecata** con getto collaborante

- **scale interne centrali (piano terra/primo/secondo)**  
**carpenteria metallica** con piatti 483 x 10 mm e nervature di irrigidimento
- **scale esterne di sicurezza**  
**carpenteria metallica** con montanti verticali a profilo cavo quadrato (di varie dimensioni) e rampe scala con travi UPN200

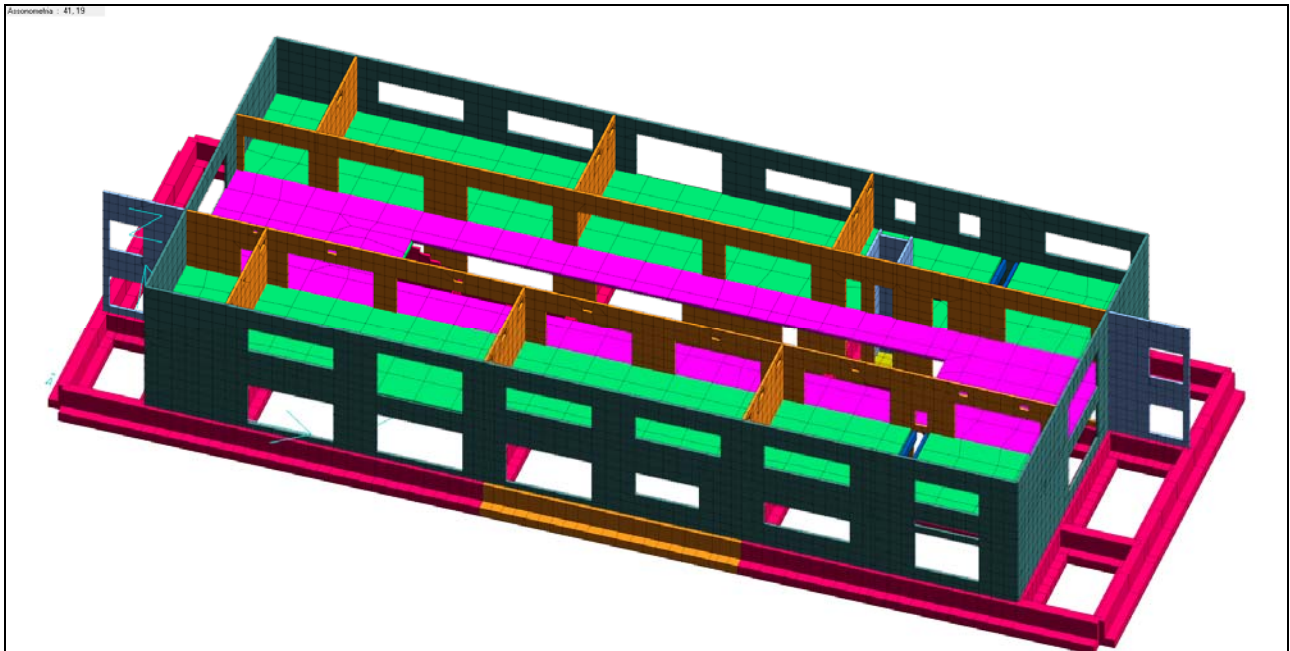
Per il dimensionamento delle strutture e la verifica del loro comportamento in condizioni sismiche è stato realizzato un modello tridimensionale completo agli elementi finiti.



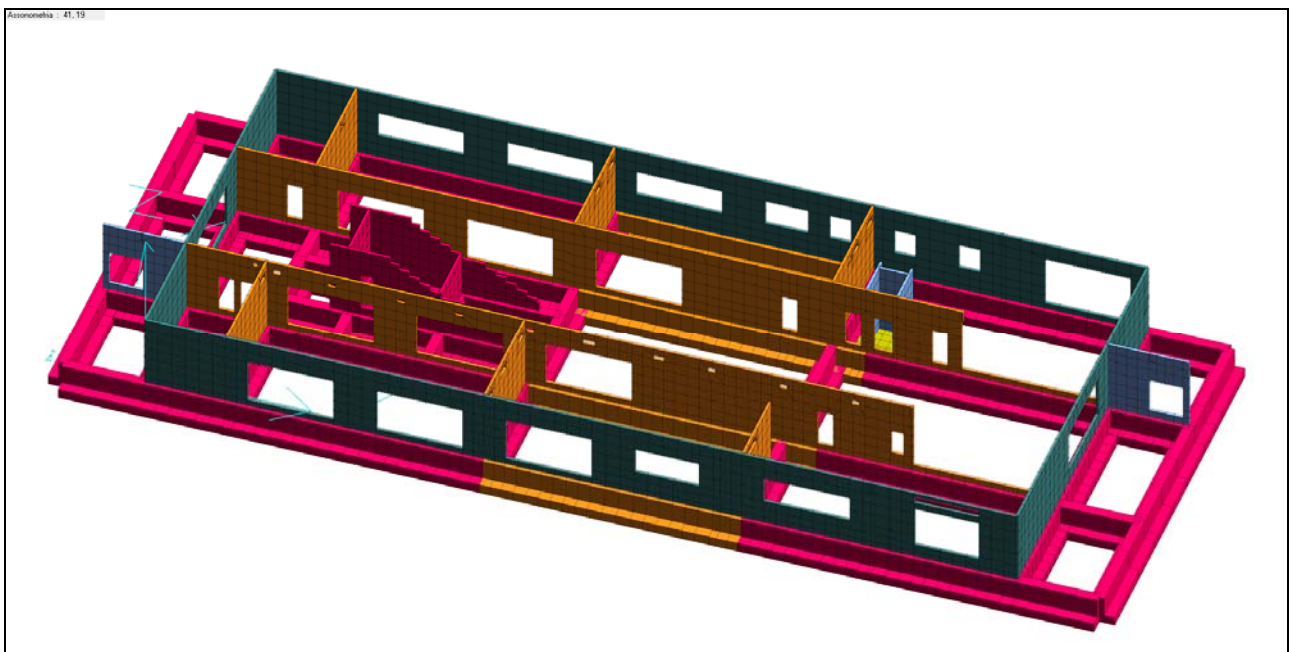
Modello tridimensionale scuola



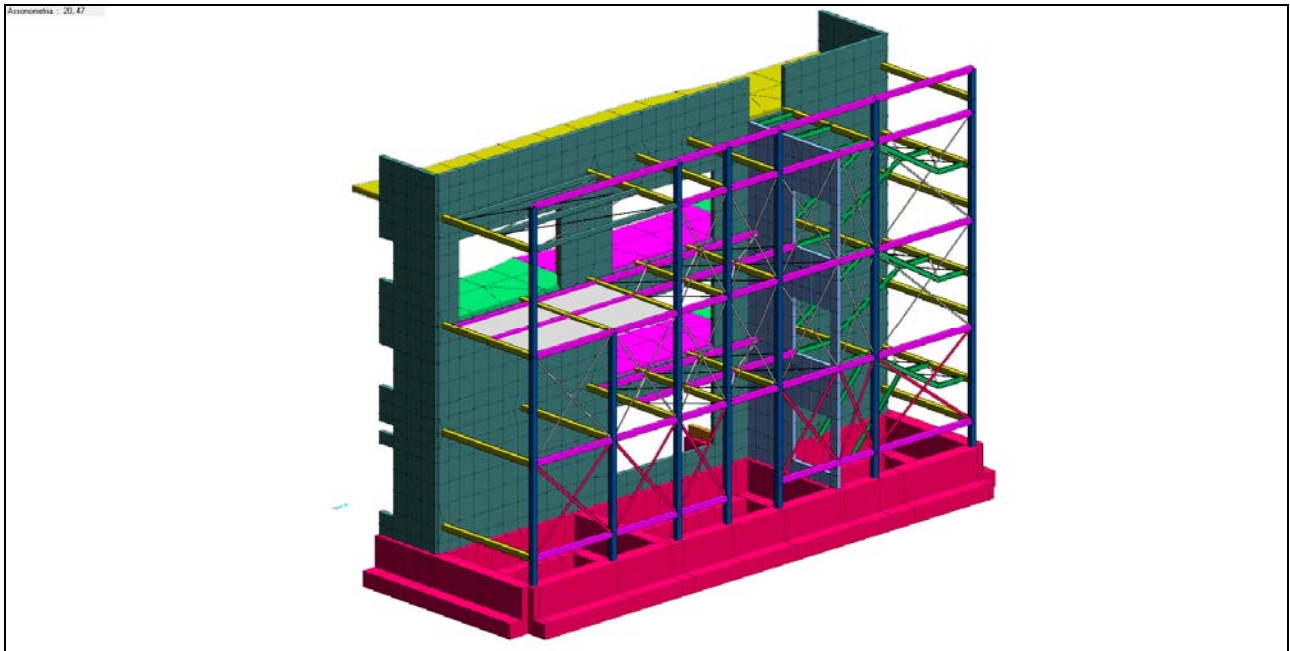
Spaccato modello tridimensionale scuola con setti portanti sottostanti il piano copertura



Spaccato modello tridimensionale scuola con setti portanti sottostanti il piano secondo



Spaccato modello tridimensionale scuola con dettaglio setti portanti sottostanti il piano primo



Spaccato modello tridimensionale scuola con vista di dettaglio sulla scala esterna di sicurezza

## 6 AZIONI SULLA COSTRUZIONE: ANALISI DEI CARICHI

Le azioni agenti su una struttura sono classificabili in vari modi (NTC18 2.5.1):

- secondo il loro modo di azione
- secondo la risposta strutturale
- secondo la variazione della loro intensità nel tempo

I carichi ipotizzati sulle strutture in progetto sono, secondo la variazione della loro intensità nel tempo:

- **permanenti**: peso proprio degli elementi strutturali e peso proprio degli elementi non strutturali
- **variabili**: secondo la destinazione d'uso degli ambienti e la posizione dell'edificio e possono essere di lunga o breve durata (carichi antropici, neve e vento)
- **eccezionali**: urti, incendio ...
- **sismici**

La **combinazione di tali azioni** è stata effettuata conformemente a quanto previsto dalla **NTC18 2.5.3**.

### 6.1 Analisi dei carichi

#### 6.1.1 Carichi permanenti e variabili

Di seguito il dettaglio dei **carichi verticali permanenti e variabili** uniformemente distribuiti assegnati.

(le altezze degli strati sono indicative per i dettagli si vedano le **stratigrafie nelle tavole di progetto**)

- **piano - 0.50**  
 peso proprio
 

solaio ad elementi alveolari precompressi (40 cm)		650 daN/mq
---	--	------------

 permanenti non strutturali
 

massetto (6 cm)		90 daN/mq
pavimento + isolante (altezza variabile)		20 daN/mq
incidenza muri	NTC18 3.1.3	40 daN/mq

 variabili
 

locali suscettibili di affollamento	cat. C.3 NTC18 3.1.4	500 daN/mq
-------------------------------------	----------------------	------------
  
- **piano + 3.60 e piano 7.70 (piano primo e secondo)**  
 peso proprio
 

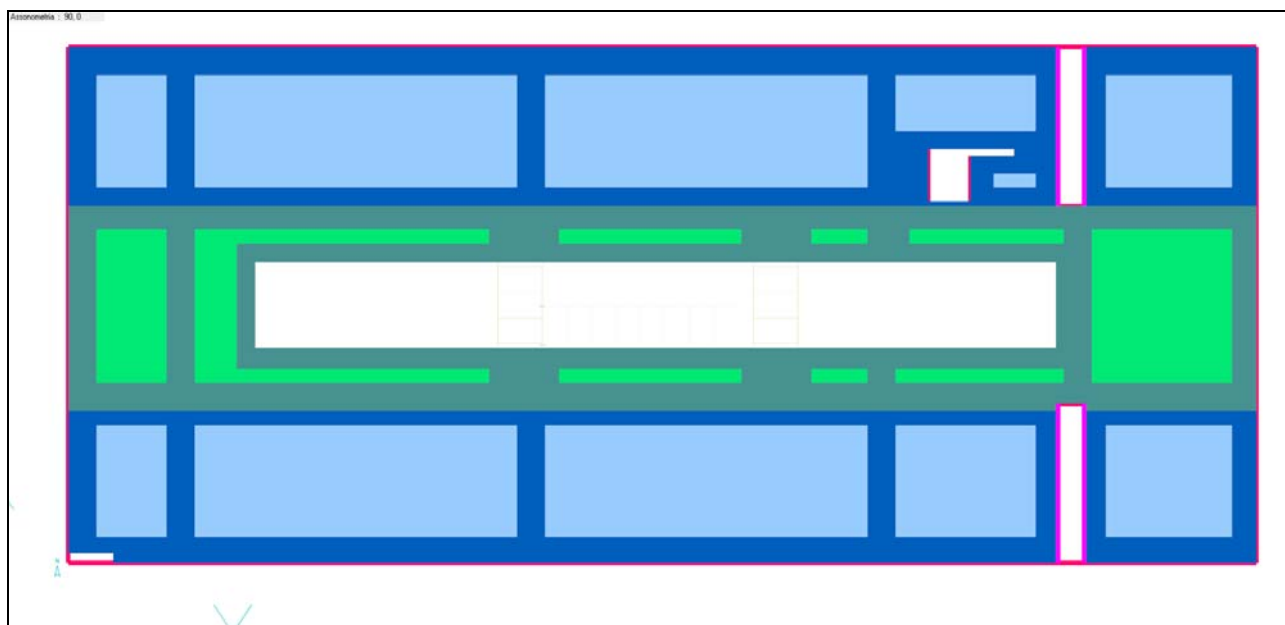
solaio a lastre tralicciate (26 cm)		560 daN/mq
-------------------------------------	--	------------

 permanenti non strutturali
 

massetto (6 cm) + linoleum		110 daN/mq
incidenza impianti + controsoffitti		40 daN/mq
incidenza muri	NTC18 3.1.3	40 daN/mq

 variabili
 

Aule	locali suscettibili di affollamento	cat. C.1 NTC18 3.1.4	300 daN/mq
Corridoi e spazi comuni			
	locali suscettibili di affollamento	cat. C.3 NTC18 3.1.4	500 daN/mq



Vista del piano interno tipo con evidenziato le diverse zone di carico (Aule-Blu e Corridoi-Verde)

▪ **piano + 11.72 (copertura)**

peso proprio

solaio a lastre tralicciate (26 cm)

560 daN/mq

permanententi non strutturali

pavimento + isolante (altezza variabile)

20 daN/mq

incidenza impianti + controsoffitti

40 daN/mq

gruppo CTA

100 daN/mq

variabili

coperture sola manutenzione

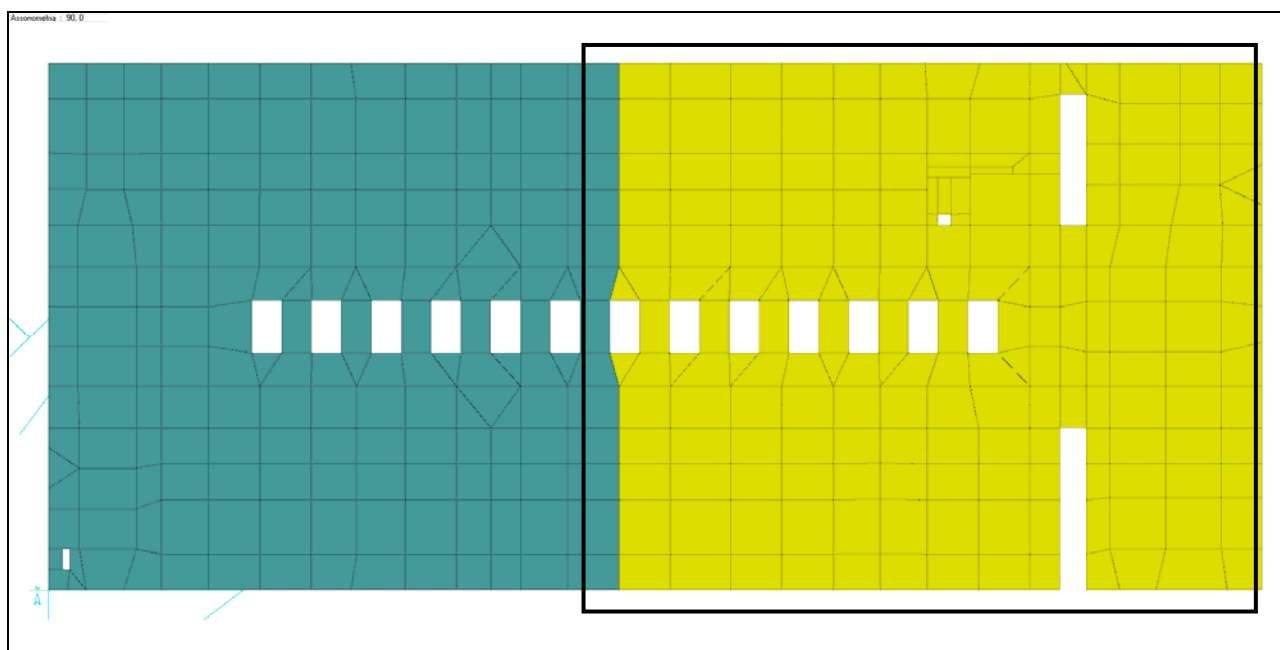
cat. H.1 NTC18 3.1.4

50 daN/mq

neve

NTC18 3.4 (dettaglio in allegato)

120 daN/mq



Vista del piano copertura con evidenziata a destra la zona di carico delle CTA

Il peso proprio dei muri perimetrali è stato incrementato di 15 daN/mq per tenere conto della struttura di rivestimento esterna.

▪ **gradinata interna**

peso proprio			
	lamiera grecata + cappa (htot 12 cm)		235 daN/mq
permanentemente non strutturali			
	pavimento in legno (3 cm)		30 daN/mq
variabili			
	locali suscettibili di affollamento	cat. C.3 NTC18 3.1.4	500 daN/mq
	parapetto (orizzontale)	cat. C.3 NTC18 3.1.4	300 daN/ml

▪ **scala interna in acciaio**

peso proprio			
	da elementi strutturali in acciaio (in automatico dal programma)		
permanentemente non strutturali			
	alzate e gradini		30 daN/mq
	parapetti		30 daN/ml
variabili			
	locali suscettibili di affollamento	cat. C.3 NTC18 3.1.4	500 daN/mq
	parapetto (orizzontale)	cat. C.3 NTC18 3.1.4	300 daN/ml
	(tale carico è stato assegnato anche al parapetto sull'apertura centrale)		

▪ **strutture esterne in acciaio**

peso proprio			
	da elementi strutturali in acciaio (in automatico dal programma)		
	lamiera grecata + cappa (htot 11 cm)		215 daN/mq
	gradini e grigliati scala e solai		65-90 daN/mq
permanentemente non strutturali			
	massetto (8 cm)		150 daN/mq
	parapetti		30 daN/ml
variabili			
	scale comuni, balconi, ballatoi	cat. C NTC18 3.1.4	400 daN/mq
	coperture sola manutenzione	cat. H.1 NTC18 3.1.4	50 daN/mq
	neve	NTC18 3.4 (dettaglio in allegato)	120 daN/mq
	parapetto (orizzontale)	cat. C NTC18 3.1.4	200 daN/ml

NB non sono state considerate le sollecitazioni dovute alle variazioni termiche in quanto non significative per il caso in oggetto (la scala è bullonata e le dilatazioni termiche previste sono modeste (dell'ordine di 1-2 mm)

I **carichi orizzontali variabili** (no sisma) assegnati alla struttura sono dovuti all'azione del vento sulle facciate.

L'azione del vento calcolata conformemente alle NTC18 3.3 è pari a 30 - 60 daN/mq  
 (dettaglio in allegato)



### 6.1.2 Carichi eccezionali: incendio

La resistenza al fuoco che devono avere le strutture alle luce delle loro destinazioni d'uso dovrà essere **R60 (R90 in alcune zone specifiche indicate nella pratica dei VVFF)**.

Per la loro verifica si è fatto riferimento al **Decreto 16.02.2007** riportante la "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione" ed in particolare all'Allegato D "**Modalità per classificazione in base a confronti con tabelle**" (garantendo pertanto il copriferro minimo richiesto per le diverse tipologie strutturali gettate in opera e richiedendo le relative certificazioni per gli elementi strutturali prefabbricati, quali solai con lastre predalles, alveolari ...).

Gli elementi in carpenteria metallica saranno invece protetti con vernici resistenti al fuoco.

### 6.1.3 Carichi sismici

Come riportato in premessa il Comune di Ozzano dell'Emilia è stato **classificato in zona II** (zona con pericolosità sismica media) a seguito dell'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003, aggiornata al 16/01/2006 con le comunicazioni regionali in quanto ricadente in zone ad elevato rischio sismico, di cui all'Ordinanza DPC n° 2788.

Il **Periodo di Riferimento per l'Azione Sismica**, per l'edificio in oggetto è pari a:

$$\bullet \quad V_R = V_N \times C_U \geq 75 \text{ anni} \quad (\text{NTC18 2.4.3})$$

In relazione alla  $V_R$  ed allo **Stato Limite** considerato, a cui è associata una determinata **probabilità di superamento  $P_{VR}$** , si determina il **periodo di ritorno** di riferimento dell'azione sismica  $T_R$ :

$$\bullet \quad T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Prendendo come riferimento gli Stati Limite previsti dalla NTC18 3.2.1 si ottengono i seguenti periodi di riferimento dell'azione sismica:

▪ <b>SLC</b>	$T_R = 1462 \text{ anni}$	(con $V_R = 75 \text{ anni}$ e $P_{VR} = 0.05$ )
▪ <b>SLV</b>	$T_R = 712 \text{ anni}$	(con $V_R = 75 \text{ anni}$ e $P_{VR} = 0.10$ )
▪ <b>SLD</b>	$T_R = 75 \text{ anni}$	(con $V_R = 75 \text{ anni}$ e $P_{VR} = 0.63$ )
▪ <b>SLO</b>	$T_R = 45 \text{ anni}$	(con $V_R = 75 \text{ anni}$ e $P_{VR} = 0.81$ )

I coefficienti che tengono conto delle caratteristiche del **sottosuolo e della topografia** (NTC18 3.2.2), secondo quanto indicato nelle Relazioni Geologiche indicate in precedenza, sono:

- **Categoria Suolo** **C**  
(depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti)
- **Categoria Topografica** **T1**  
(superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclin. media < 15°)

Per la stima dell'accelerazione di riferimento del sito  $a_g$ , le NTC18 hanno adottato i valori di pericolosità definiti dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia.

Le coordinate del sito sono

Latitudine  $44.442862^\circ$

Longitudine  $11.473192^\circ$

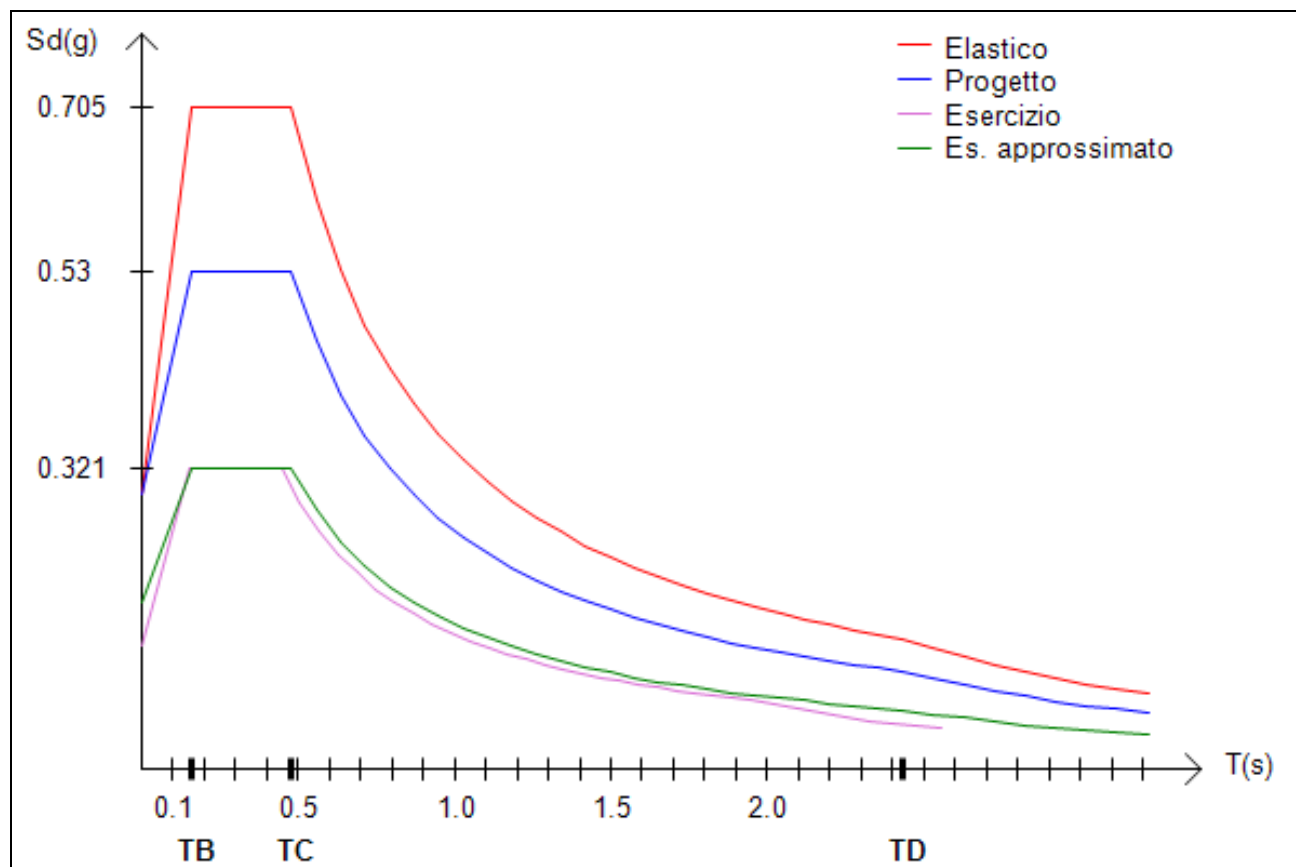
Tenendo conto dei parametri fin qui definiti si ha un valore di  $a_g$  di 2.0879 (g/10).

Per la definizione dell'azione sismica effettivamente agente sulla struttura in progetto è infine necessario determinare il **Fattore di struttura  $q$** .

Coerentemente con la tipologia strutturale del sistema sismo-resistente e secondo quanto indicato nelle NTC18 è stato adottato il seguente Fattore di struttura (NTC18 7.3.1 e 7.4.3.1):

- struttura deformabile torsionalmente a comportamento strutturale **non dissipativo**

Fattore struttura:  $q_{ND} = 1.33$  (NTC18 formula 7.3.2)



Spettro orizzontale per l'opera in progetto. ( $T_B = 0.16$  [s],  $T_C = 0.48$  [s],  $T_D = 2.435$  [s])

## 7 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali utilizzati sono:

**Calcestruzzo** con le seguenti caratteristiche minime (NTC18, UNI EN 206-2006, UNI 11104:2004)

Elemento	Resistenza	Esposizione
Fondazioni	28/35	XC2
Setti verticali	28/35	XC1 e XF1
Solai interni	28/35	XC1
Solai interni (precompresso)	45/55	XC1 e XC3
Solai esterni	28/35	XC3
Solai esterni (precompresso)	45/55	XC3
Scale	28/35	XC1
Classe di resistenza del cemento (UNI EN 197/1):		CEM 42,5 R

**Barre** per cemento armato (NTC18) B450C

**Trefoli** in acciaio armonico (NTC18)  $f_{ptk} = 1.900 \text{ N/mm}^2$

**Acciaio** per carpenteria metallica (NTC18, UNI EN ISO 3834-2:1006) S355

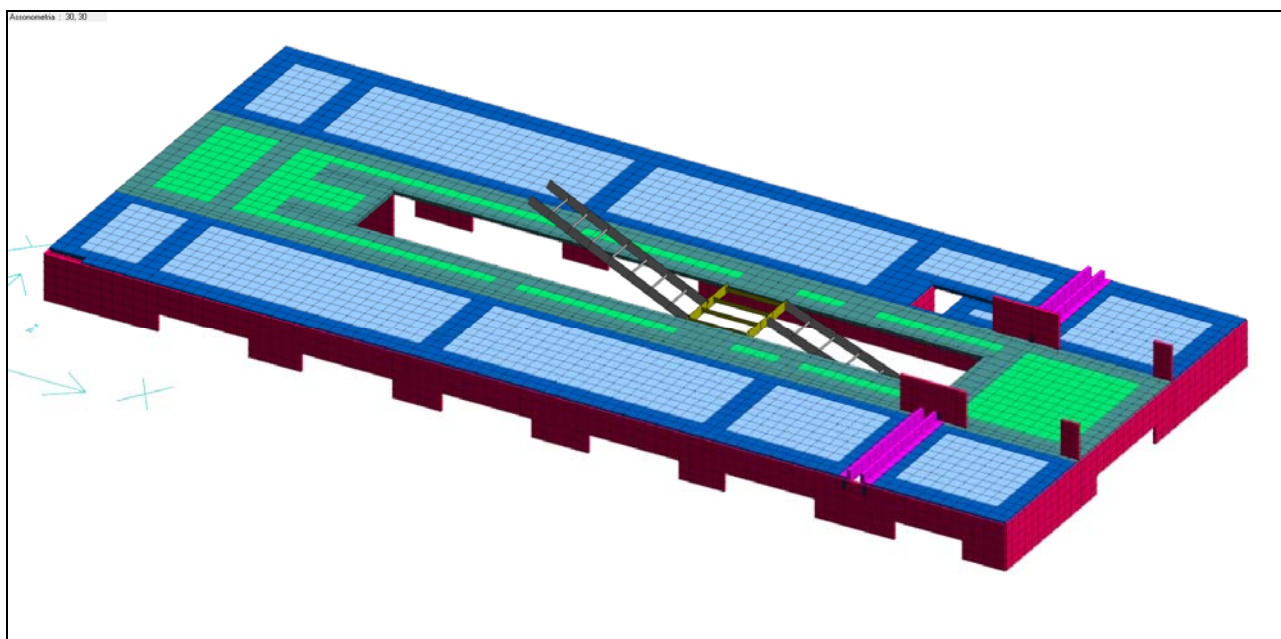
Per ulteriore specifiche, quali copriferro, diametro massimo aggregati, saldature, bulloni ... si rimanda alla tabella materiali riportata nelle tavole progettuali ed alla Relazioni sui Materiali Strutturali.

## 8 MODELLAZIONE STRUTTURALE

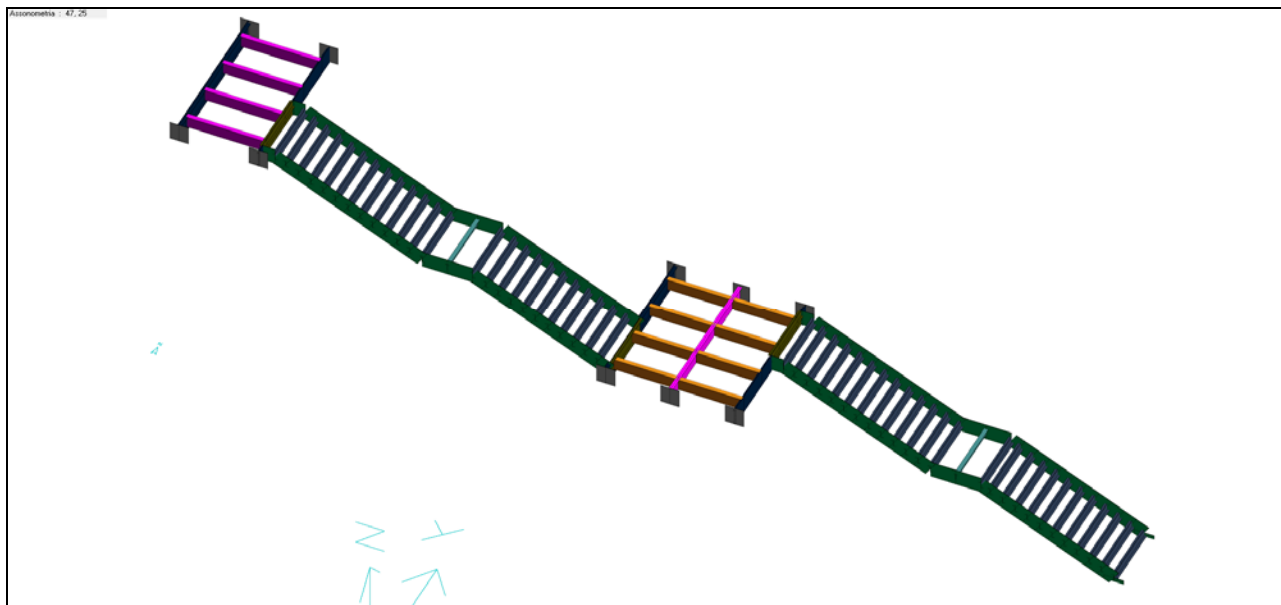
Come indicato in premessa per le realizzazioni delle prime verifiche sugli edifici in progetto è stato utilizzato il programma di calcolo **DOLMEN 19** con il quale è stata effettuata una modellazione tridimensionale agli elementi finiti (per le informazioni specifiche sul programma di calcolo si rimanda alle note in calce).

Sono stati realizzati differenti tipologie di modelli per la verifica degli elementi strutturali:

- **modello completo di tutto l'edificio**  
per l'analisi del suo comportamento globale e sotto l'azione sismica
- **modello di dettaglio dei piani**  
per l'analisi puntuale dei solai
- **modello di dettaglio delle scale interne**  
per l'analisi puntuale delle strutture in acciaio interne



Vista assonometrica del modello strutturale di dettaglio dei piani interni.



Vista assonometrica del modello strutturale delle scale interne.

## 8.1 Modellazione della struttura, dei vincoli e dei materiali

La **struttura** e' modellata con il **metodo degli elementi finiti**, applicato a sistemi tridimensionali.

Gli elementi utilizzati sono sia **monodimensionali** (trave con eventuali sconnessioni interne), che **bidimensionali** (piastre e membrane triangolari e quadrangolari).

I **vincoli** sono considerati puntuali ed inseriti tramite le sei costanti di rigidezza elastica, oppure come elementi asta poggianti su suolo elastico.

I **materiali** costituenti la struttura sono considerati elastici e con comportamento lineare.

## 9 VERIFICHE STRUTTURALI

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche strutturali condotte sulle strutture verticali, sugli orizzontamenti e sulla carpenteria metallica.

Nella combinazione dei carichi, **a favore di sicurezza non è stata fatta, come invece indicato dalla Norma, la distinzione tra sollecitazioni variabili principali e secondarie** (NTC18 2.5.3).

(tale scelta comporta un aumento delle sollecitazioni di circa il 5-10%).

Come già indicato in precedenza nelle verifiche sismiche gli edifici sono stati, ovviamente, considerati come **blocchi separati e pertanto sono previsti dei giunti strutturali** per evitare il martellamento tra strutture contigue (NTC18 7.2.1)

### 9.1 Verifiche elementi verticali in cemento armato

Sugli elementi verticali sono state condotte tutte le verifiche necessarie per il loro **corretto ed esecutivo dimensionamento**, come richiesto dall'**35 del d.P.R. n. 207/2010**, sia nei confronti degli Stati Limite Ultimi che di Esercizio.

#### 9.1.1 Verifiche a Stato Limite Ultimo

Di seguito si riportano in dettaglio le condizioni verificate.

##### Risultati analisi Sismica

**L'analisi dinamica modale** ha generato 3 autovettori con l'attivazione di più dell'85% della massa totale dell'edificio (NTC18 7.3.3.1).

Il controllo della **regolarità strutturale** ha evidenziato che il **fattore  $\theta$  è inferiore a 0.1** e quindi possono essere ignorati gli **effetti del secondo ordine** (NTC18 7.3.1).

Gli spostamenti orizzontali sommitali per effetto del sisma (a SLV) sono pari:

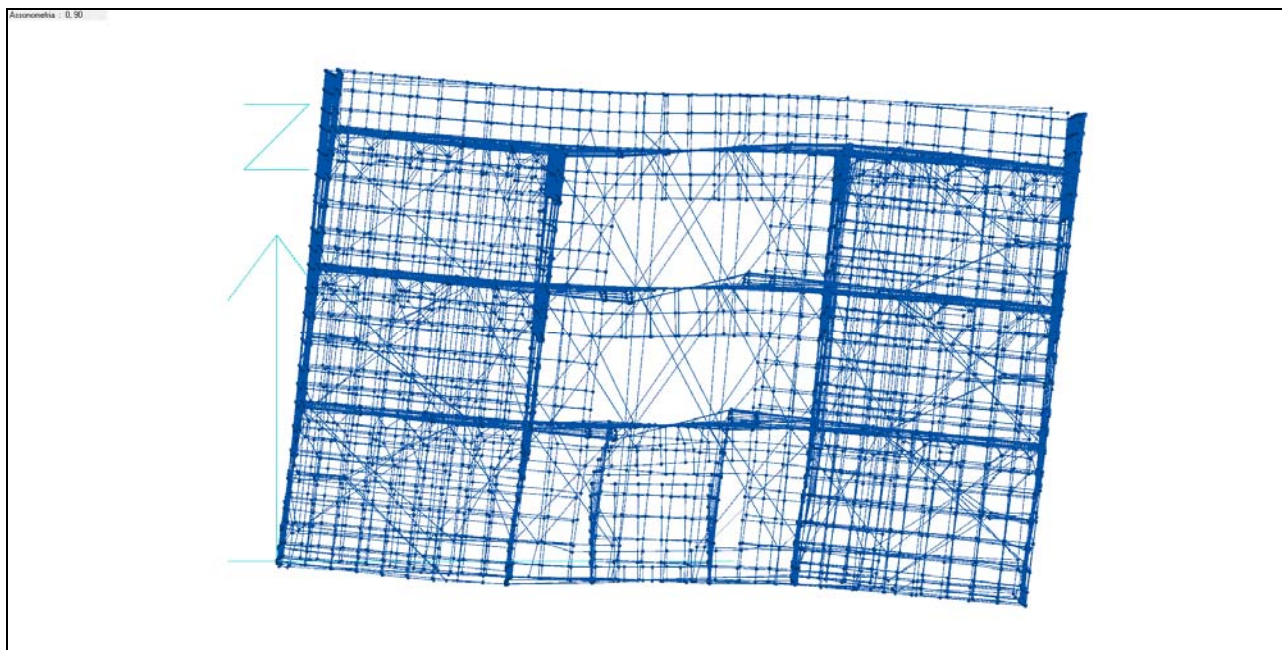
Lato Lungo (X)     0.68 cm

Lato Corto (Y)     2.28 cm

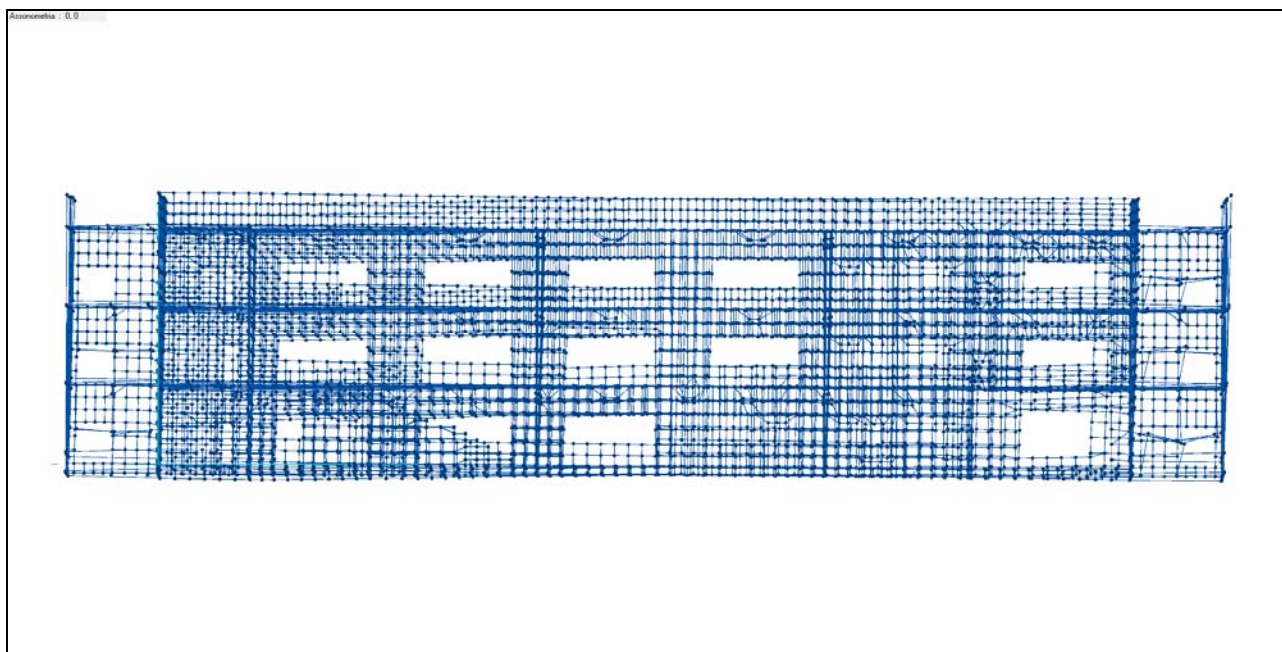
In allegato sono riportati i risultati completi relativi a:

- **analisi dinamica modale**
- **analisi statica lineare** per la valutazione del momento torcente addizionale
- **controllo rigidezze strutturali** per il controllo della regolarità strutturale
- **verifica degli spostamenti sismici**

Di seguito si riportano le visualizzazioni grafiche dei modi principali di vibrare e dell'ellisse delle rigidezze.

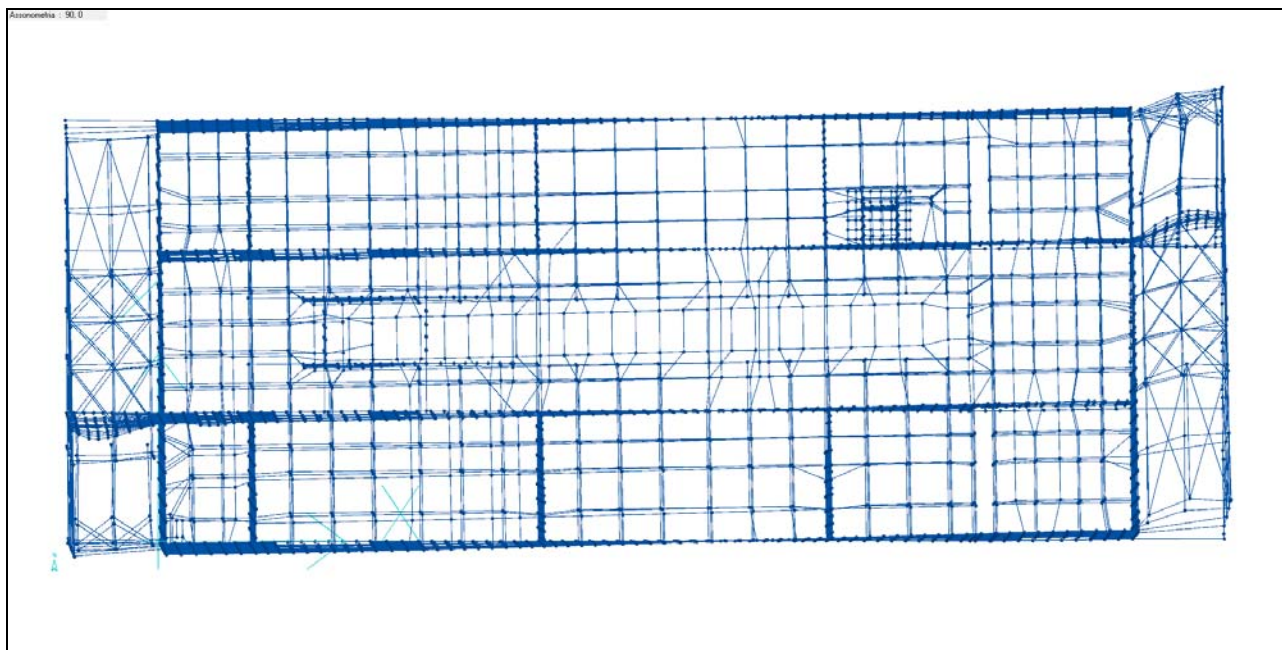


Modo di vibrare 1 (Periodo 0.225 s, %Y 88.328)

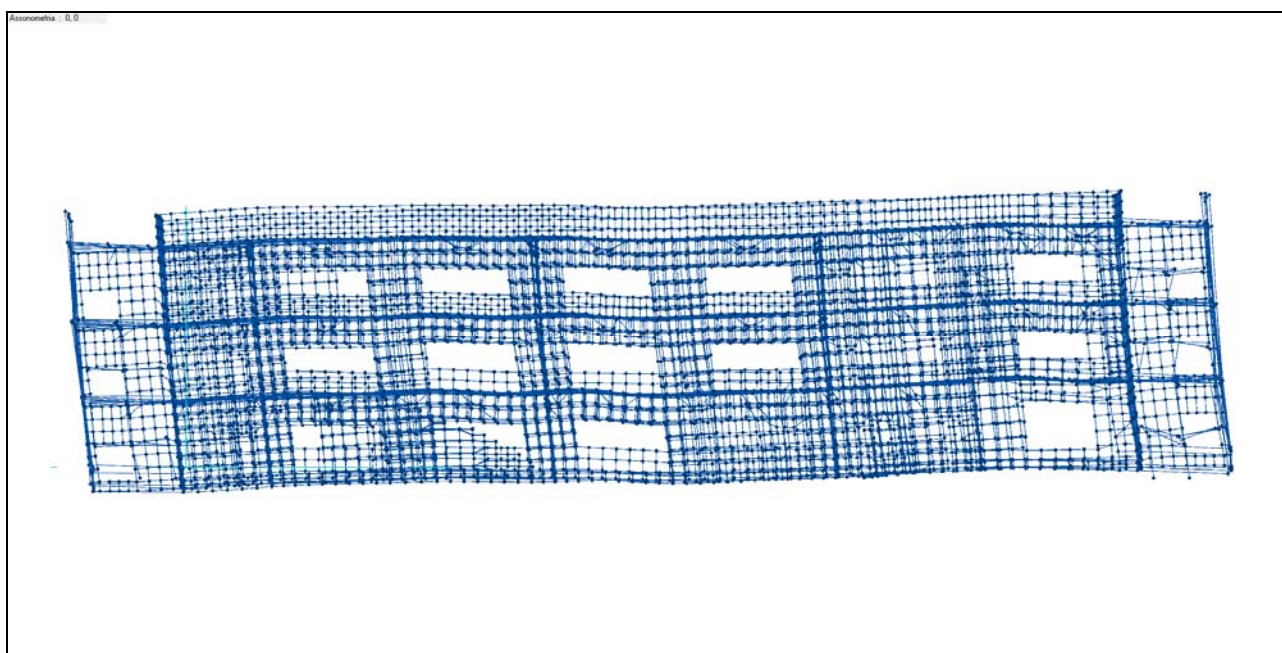


Modo di vibrare 2 (Periodo 0.138 s, %X 12.496)

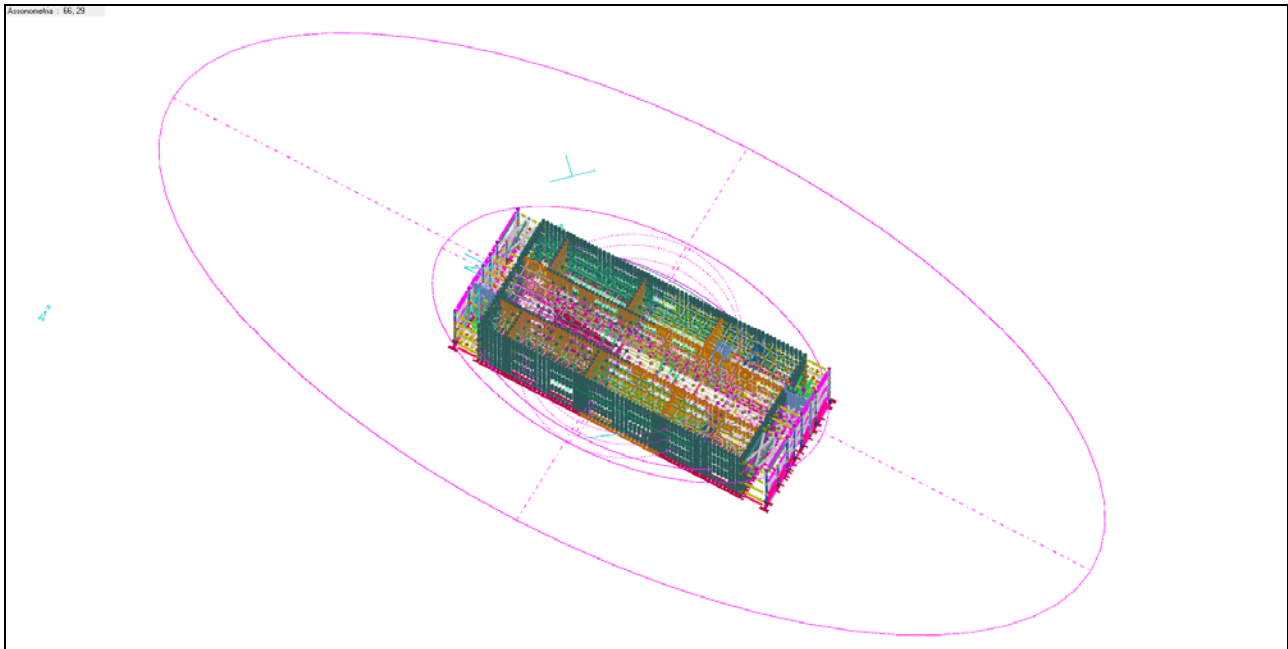




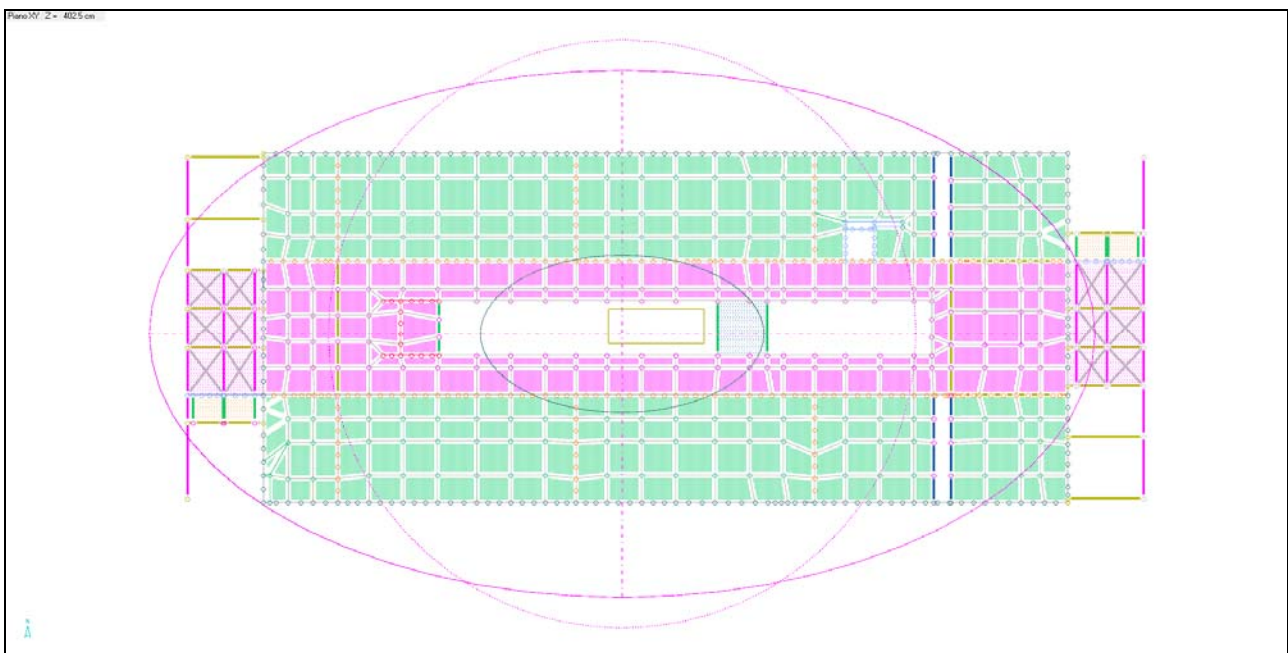
Modo di vibrare 2 (Periodo 0.138 s, %X 12.496) (Vista dall'alto)



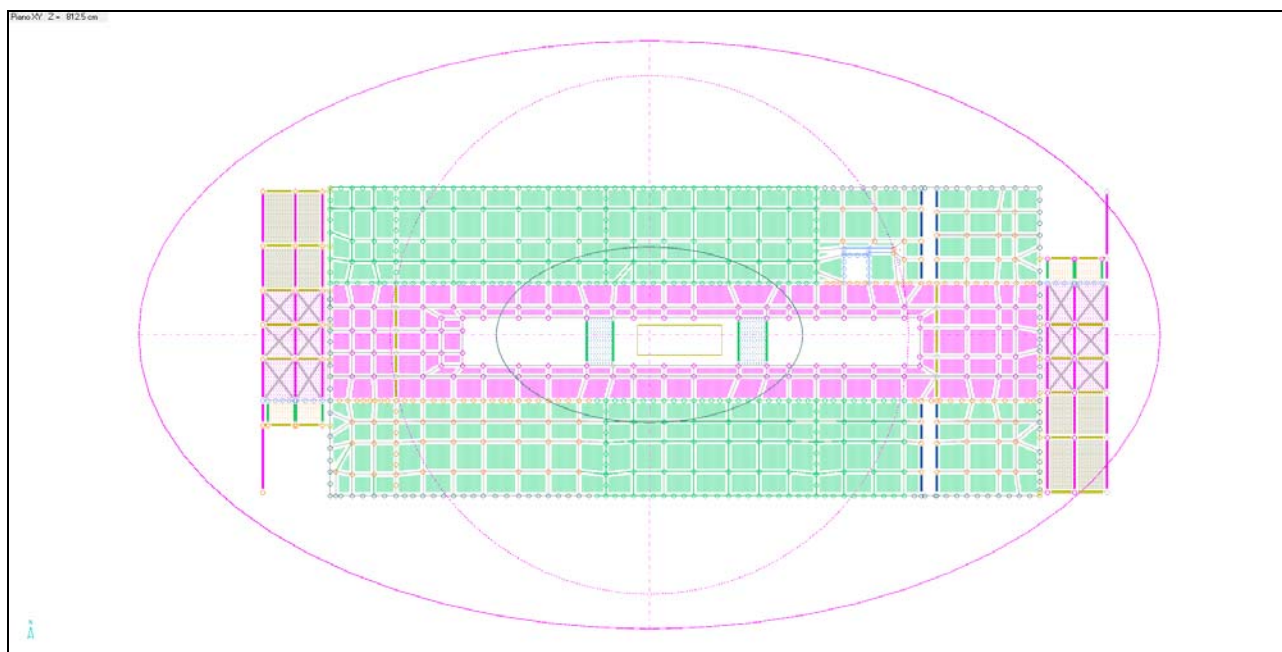
Modo di vibrare 3 (Periodo 0.134 s, %X 79.236)



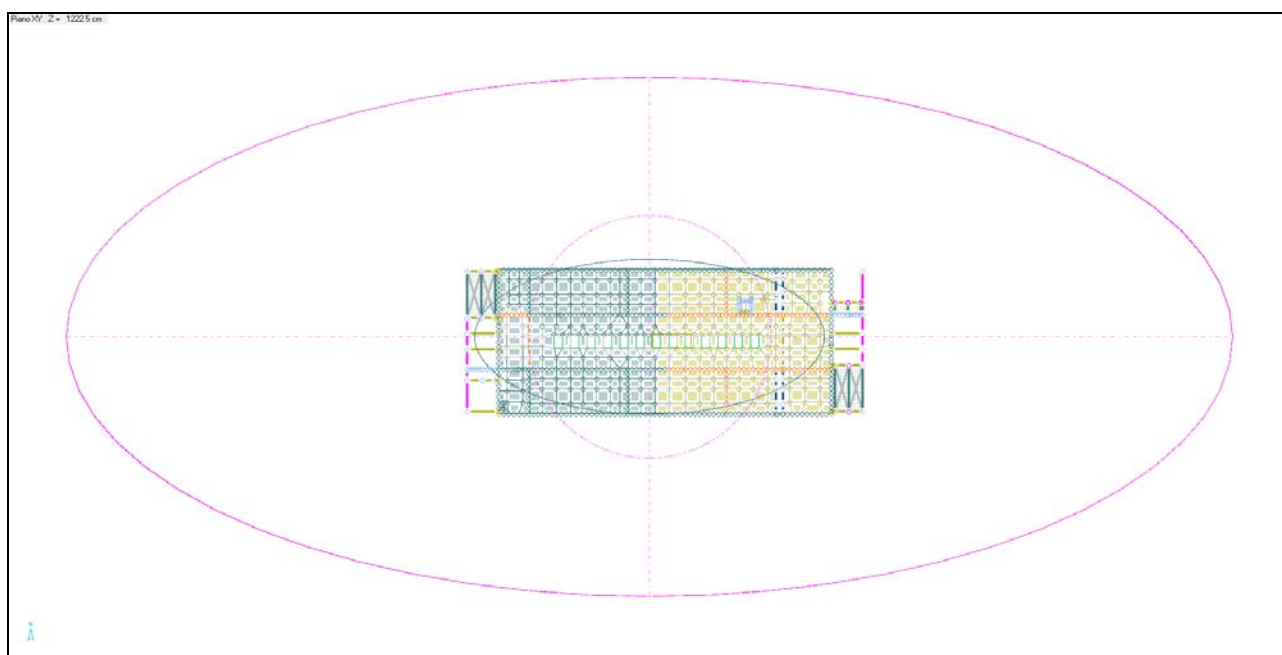
Vista assonometrica edificio ed ellisse rigidezze (Viola ellisse rigidezze, Verde regione di nocciolo (0.3 ellisse), Giallo Rettangolo Baricentrico).



Vista piano + 3.60 (Viola ellisse rigidezze, Verde regione di nocciolo (0.3 ellisse), Giallo Rettangolo Baricentrico).

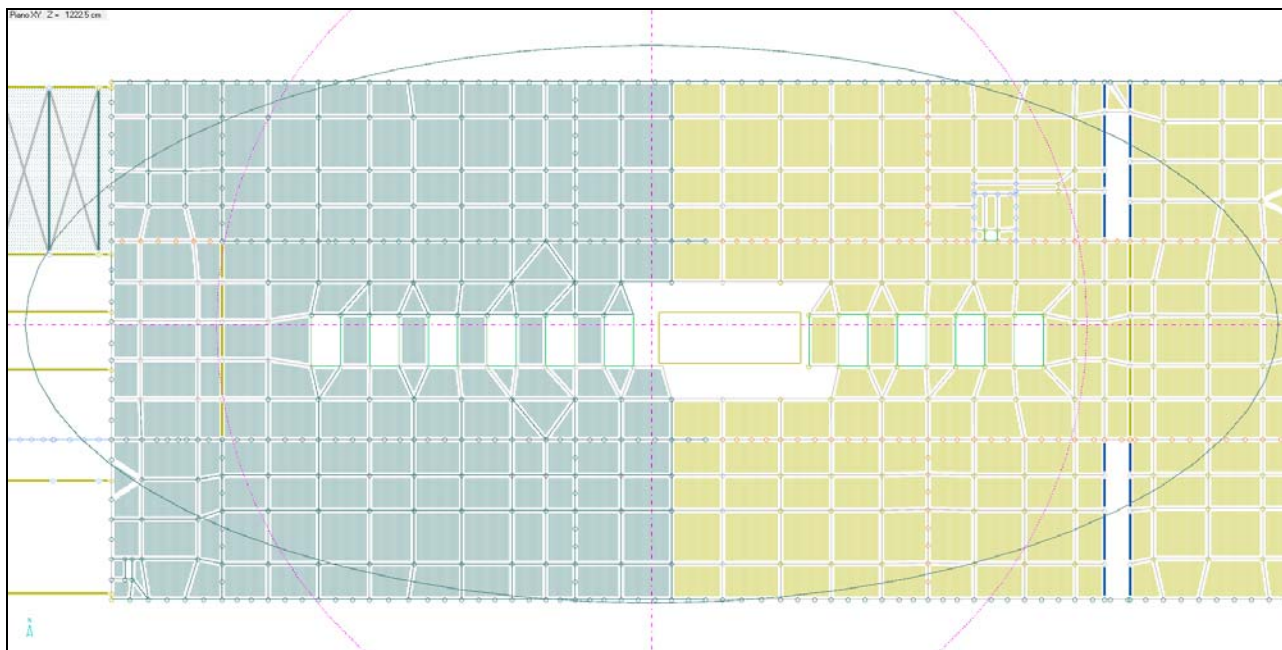


Vista piano + 7.70 (Viola ellisse rigidezze, Verde regione di nocciolo (0.3 ellisse), Giallo Rettangolo Baricentrico).



Vista piano + 11.72 (Viola ellisse rigidezze, Verde regione di nocciolo (0.3 ellisse), Giallo Rettangolo Baricentrico).





Dettaglio Vista piano + 11.72 (Viola ellisse rigidezze, Verde regione di nocciolo (0.3 ellisse), Giallo Rettangolo Baricentrico). NB Sono stati nascosti alcuni elementi per evidenziare il Rettangolo Baricentrico.

### Calcolo manuale Analisi Lineare Statica

E' stata condotta una verifica manuale per controllare l'ordine di grandezza dei risultati ottenuti con l'analisi sismica.

Nella tabella seguente sono riportati i carichi agenti sulla struttura (in condizioni sismiche):

TIPOLOGIA	ELEMENTO	CARICHI [daN]
PESO PROPRIO	ELEMENTI VERTICALI	1.934.487
PESO PROPRIO	SOLAIO + 3.60	609.574
PESO PROPRIO	SOLAIO + 7.70	612.589
PESO PROPRIO	SOLAIO + 11.72	636.986
PERMANENTI	SOLAIO + 3.60	192.276
PERMANENTI	SOLAIO + 7.700	200.526
PERMANENTI	SOLAIO + 11.72	118.053
VARIABILI	SOLAIO + 3.60 (cat. C)	246.863
VARIABILI	SOLAIO + 7.70 (cat. C)	284.641
VARIABILI	SOLAIO + 11.72 (cat. H1)	0
VARIABILI	NEVE	0

PESO PROPRIO	SOMMANO	3.793.636
PERMANENTI	SOMMANO	510.855
VARIABILI	SOMMANO	531.504
PESO TOTALE	SOMMANO	4.835.996

Il calcolo del modo di vibrare principale ( $T_1$ ) è stato eseguito utilizzando le formulazioni proposte nelle NTC08 (7.3.3.2) e nelle NTC18 (7.3.3.2).

Utilizzando la formulazione proposta nelle NTC08 si ottiene il seguente valore:

$$T_1 = 0.050 \times 14.44^{3/4} = 0.37 \text{ s}$$

Utilizzando la formulazione proposta nelle NTC18 si ottengono i seguenti valori:

$$T_{1x} = 2 \times 0.00654^{1/2} = 0.161 \text{ s}$$

$$T_{1y} = 2 \times 0.01841^{1/2} = 0.271 \text{ s}$$

( $d_x$  e  $d_y$  sono lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio dovuto alla combinazione di carico quasi permanente nella direzione orizzontale).

Come si può notare i risultati ottenuti con la formulazione proposta dalle NTC18 sono molto simili ai risultati ottenuti con l'analisi dinamica modale effettuata con il programma di calcolo agli elementi finiti.

**L'ordinata spettrale di progetto** è sostanzialmente uguale con tutte le formulazioni utilizzate e corrisponde a quella massima  **$S_d = 0.53 \text{ g}$**  (in effetti nella direzione Y il valore è leggermente inferiore (circa 0.49-0.50g)).

La forza complessiva applicata alla struttura (con  $\lambda = 0.85$ ) per ciascuna direzione è pertanto pari a:

$$F_h = 0.53g \times 4.835.996/g = \mathbf{2.178.616 \text{ daN}}$$

La ripartizione delle forze ai tre livelli della struttura (piano + 3.10 e + 8.20) sono rispettivamente:

$$F_{h1} = 403.136 \text{ daN}$$

$$F_{h2} = 764.215 \text{ daN}$$

$$F_{h3} = 1.011.264 \text{ daN}$$

I valori corrispondenti ottenuti con il programma di calcolo sono rispettivamente:

$$F_{h1} = 379.639 \text{ daN}$$

$$F_{h2} = 766.228 \text{ daN}$$

$$F_{h3} = 1.014.969 \text{ daN}$$

Appare evidente la congruità dei valori ottenuti con il programma di calcolo rispetto a quelli manuali.

(E' anche possibile ritenere che non vi siano sostanziali differenze tra il calcolo effettuato con l'analisi statica lineare rispetto a quello con l'analisi dinamica modale visto la semplicità della struttura, la generazione di tre soli modi di vibrare e l'ordinata spettrale di progetto che è praticamente la massima per tutti i modi di vibrare).

Nel prosieguo della relazione tali risultati verranno posti a confronto con i tagli risultanti alla base dei setti in cemento armato.

### Sismica: Assenza di martellamento tra strutture contigue (NTC18 7.2.1)

La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e non deve essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV di ciascuna costruzione.

Tale valore non può comunque essere inferiore ad **1/100** della quota dei punti considerati moltiplicati per  **$2a_g S/g$** . Nel caso specifico tale valore è di circa 2.6 cm.

Gli spostamenti a SLV della palestra e dell'atrio (edificio ad esso adiacente) sono:

Scuola

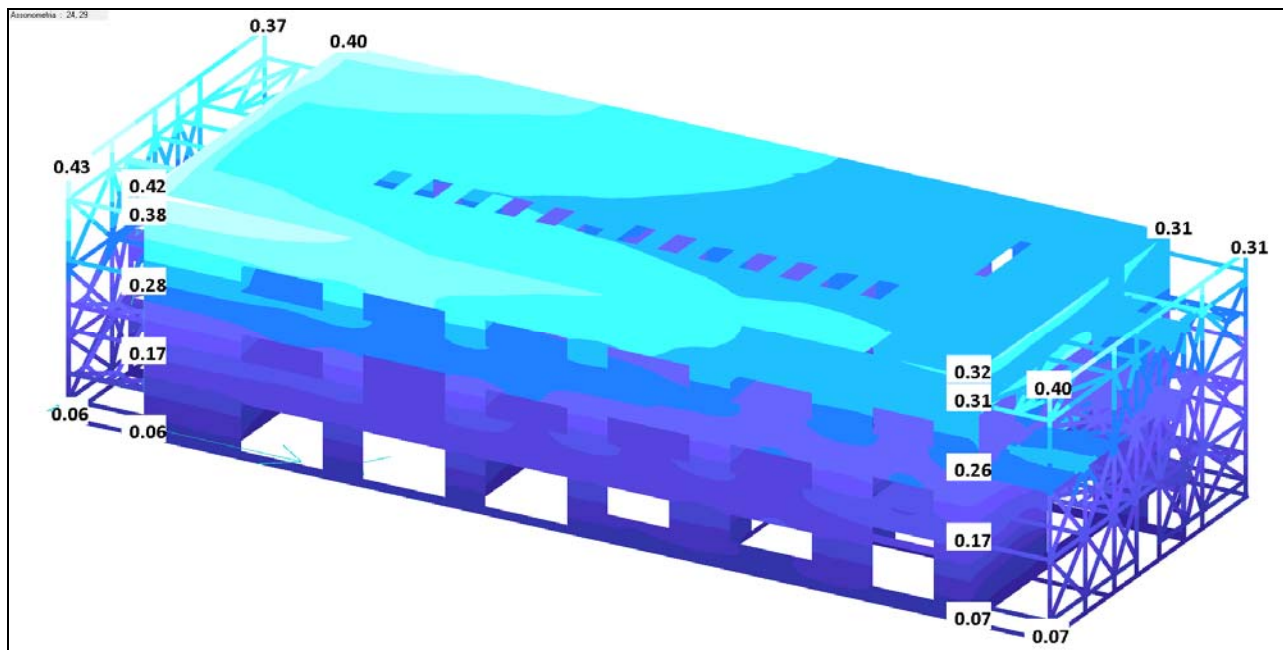
▪ quota + 4.00 D max: 0.80 cm

Atrio

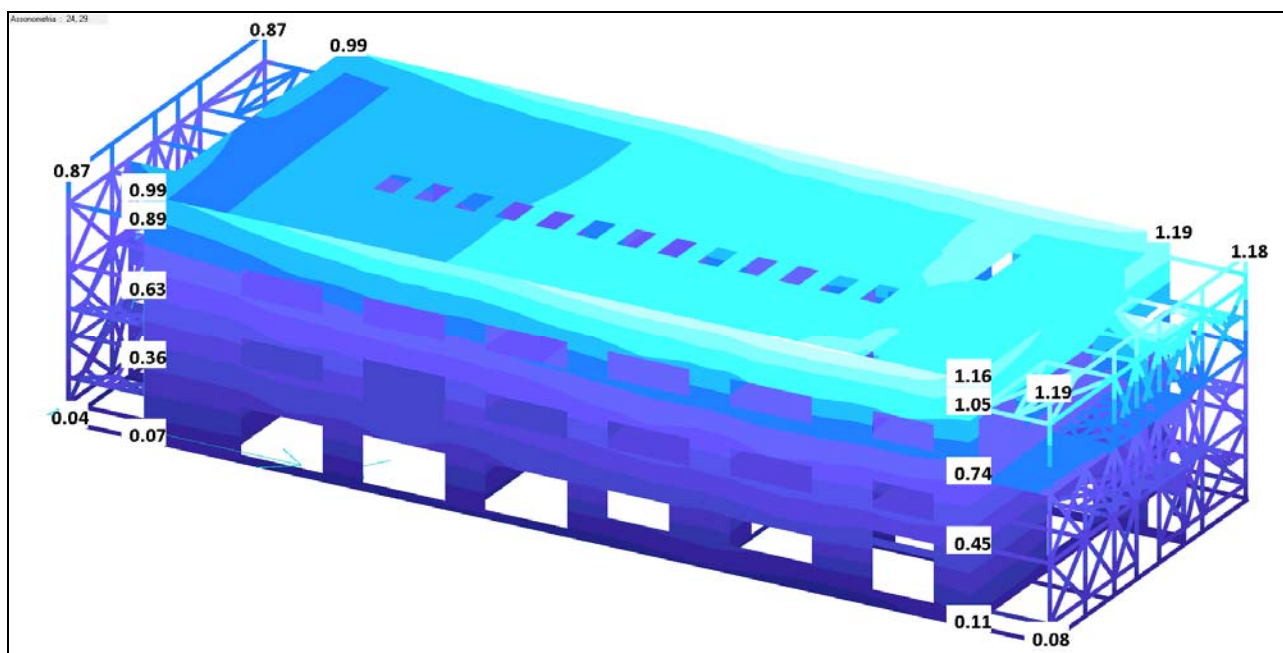
▪ quota + 4.00 D max: 1.17 cm

Da cui si ottiene un valore minimo del giunto strutturale pari a: 1.97 cm (è stato utilizzato **5 cm**).

In allegato i **risultati completi degli spostamenti sismici** della struttura.



Spostamenti X (Combinazione SLU Sisma X) (il valore visualizzato deve essere moltiplicato  $\mu d$ )



Spostamenti Y (Combinazione SLU Sisma Y) (il valore visualizzato deve essere moltiplicato  $\mu d$ )

### Sismica: Resistenza delle strutture (NTC18 7.3.6.1 e 7.4.1)

Per tutti gli elementi strutturali deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione, calcolato in generale comprendendo gli effetti delle non linearità geometriche e le regole di gerarchie delle resistenze indicate per le diverse tecniche costruttive, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto.

Per le strutture a comportamento non dissipativo, la capacità delle membrature è calcolata con riferimento al loro comportamento elastico o sostanzialmente elastico. Tale requisito può ritenersi soddisfatto limitando la deformazione dell'acciaio a quella di snervamento (1.96%) e quella del calcestruzzo al 0.2%.

Non sono pertanto richiesti requisiti aggiuntivi di geometria o di armatura se non quelli delle NTC18 .4.1.

In allegato i **risultati completi delle verifiche di resistenza** dei setti in cemento armato.

### Sismica: Duttilità delle strutture (NTC18 7.3.6.1)

Le verifiche di duttilità non sono dovute nel caso di progettazione con  $q \leq 1.5$ .

### Sismica: Elementi non strutturali (NTC18 7.2.3 e 7.3.6.2)

Sono stati verificati gli elementi ritenuti significativi ai fini della sicurezza e/o incolumità delle persone quali i controsoffitti, un muro di tamponamento tipo Ytong e la vetrata di maggiore dimensione.

In allegato i **risultati delle verifiche**.

### Statica: Resistenza delle strutture (NTC18 4.1.2.3.1)

In allegato i **risultati completi delle verifiche di resistenza** dei setti in cemento armato.

### Sismica e Statica: Grafici sforzi di Wood nei setti in cemento armato

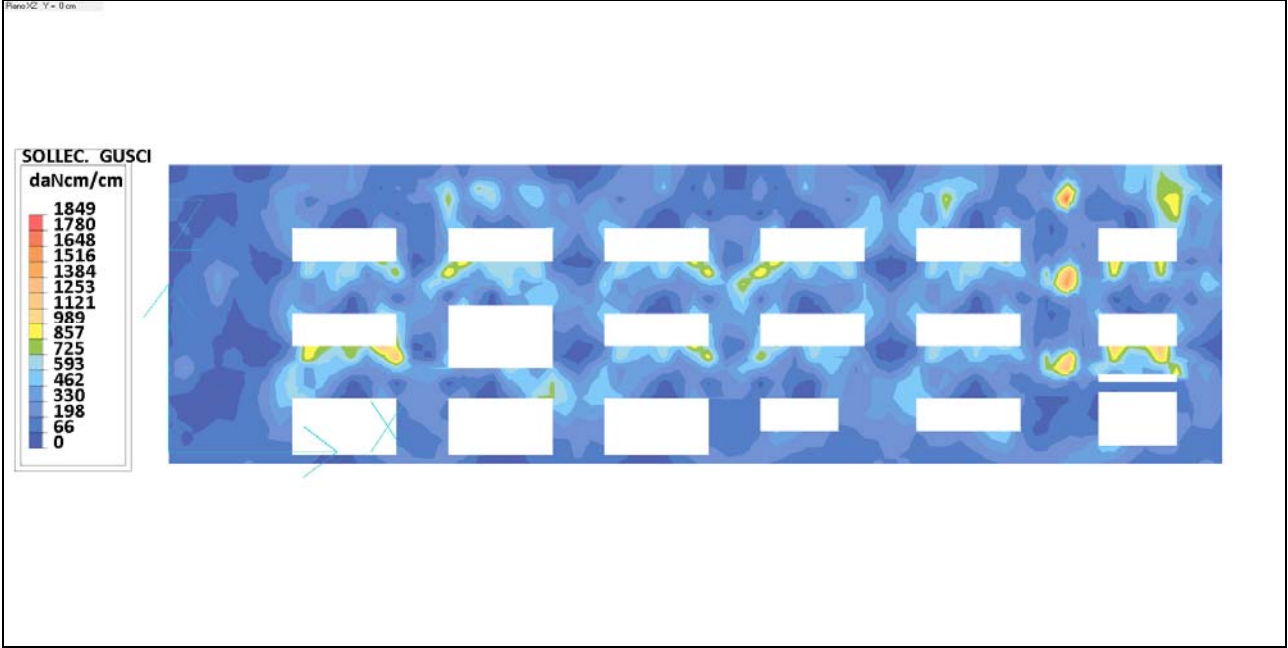
La discretizzazione ad elementi finiti della struttura conduce a verificare i singoli elementi tenendo conto della presenza contemporanea di sforzi flettenti (MX, MY, MXY) e sforzi normali (SX, SY, SXY). Poiché le direzioni principali dei due sistemi di sforzi risultano indipendenti e quasi sempre diverse, essi vanno composti per ottenere gli sforzi efficaci nelle direzioni orizzontale e verticale del guscio.

Nel programma di calcolo DOLMEN 19 è utilizzato il metodo di Wood, descritto nell'EC2, Appendice F.

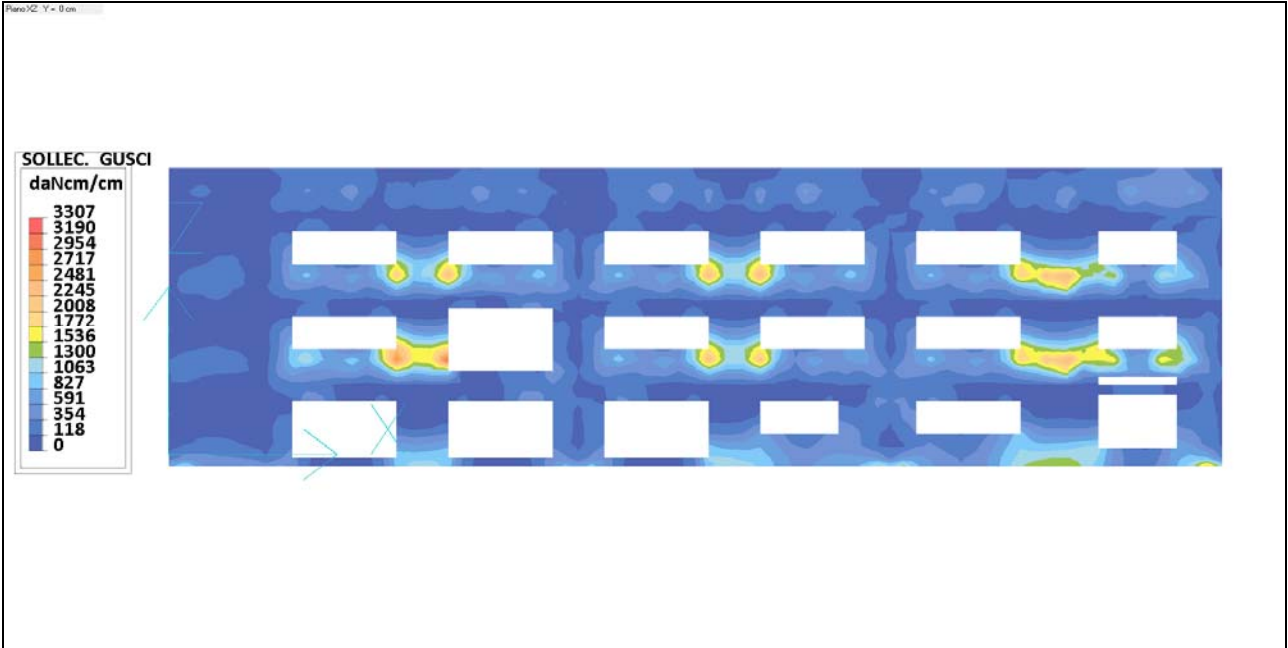
Si riporta di seguito la visualizzazione grafica degli sforzi di Wood massimi per **ciascun setto in cemento armato (sulla faccia più sollecitata)**.



SL\_E\_1

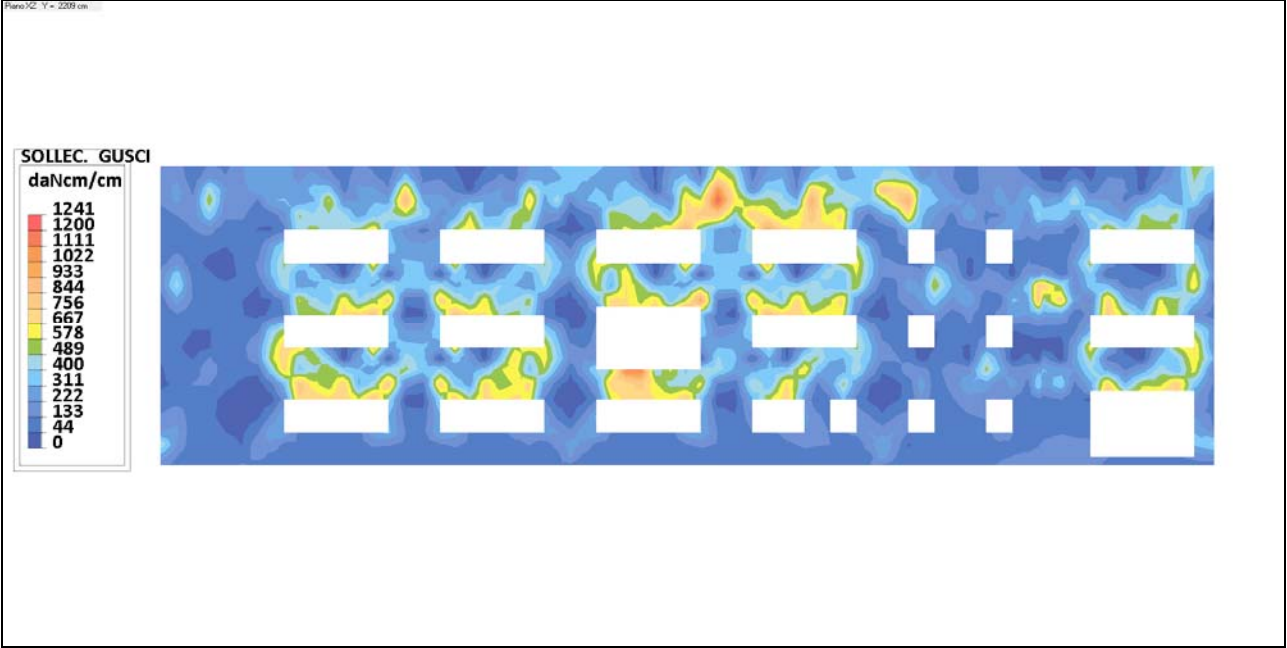


Sforzi di WOOD Mx

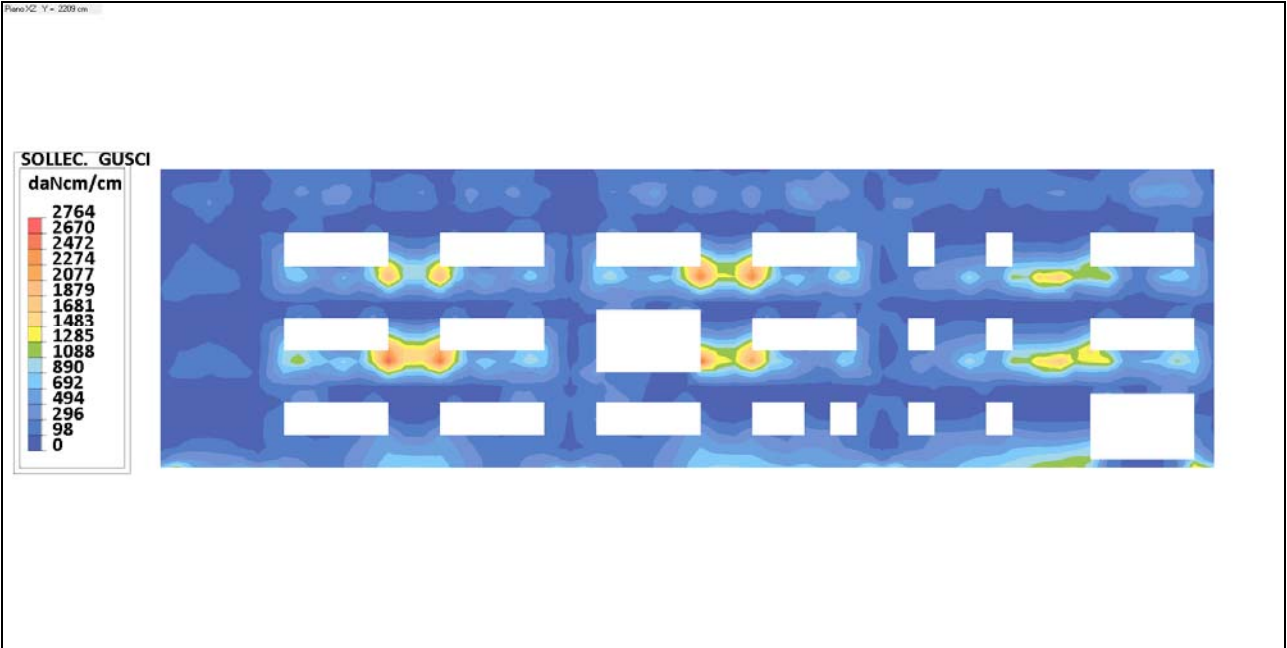


Sforzi di WOOD My

SL\_E\_7

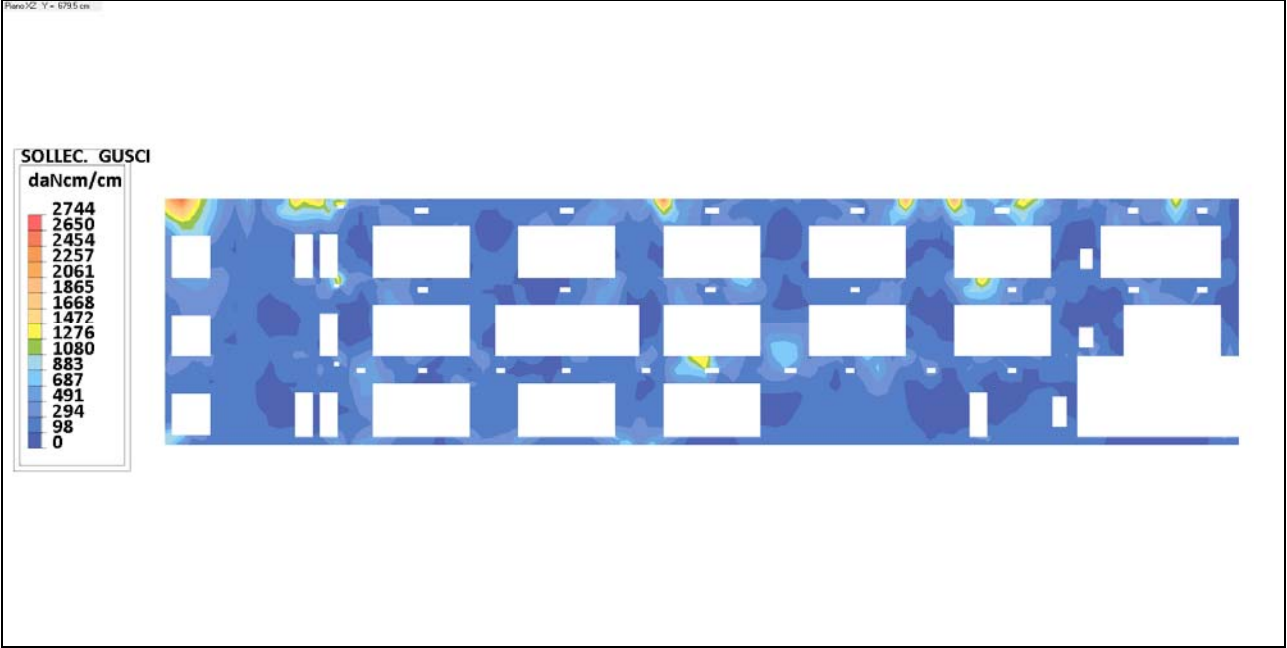


Sforzi di WOOD Mx

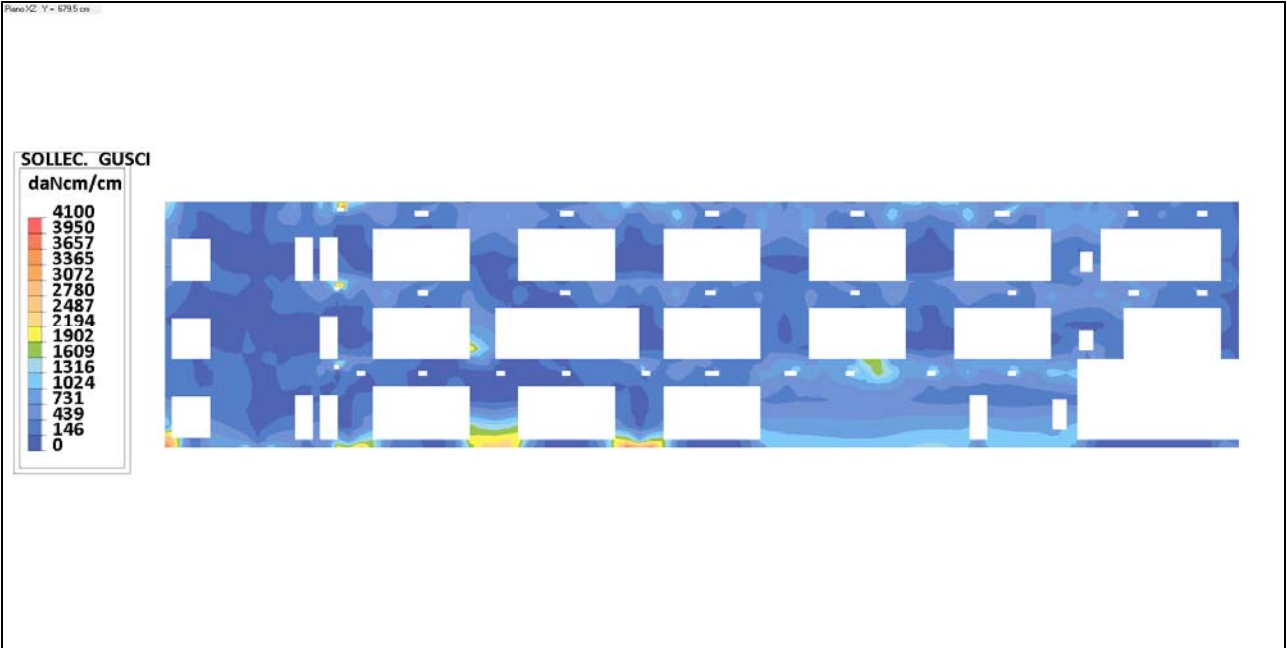


Sforzi di WOOD My

SL\_I\_2

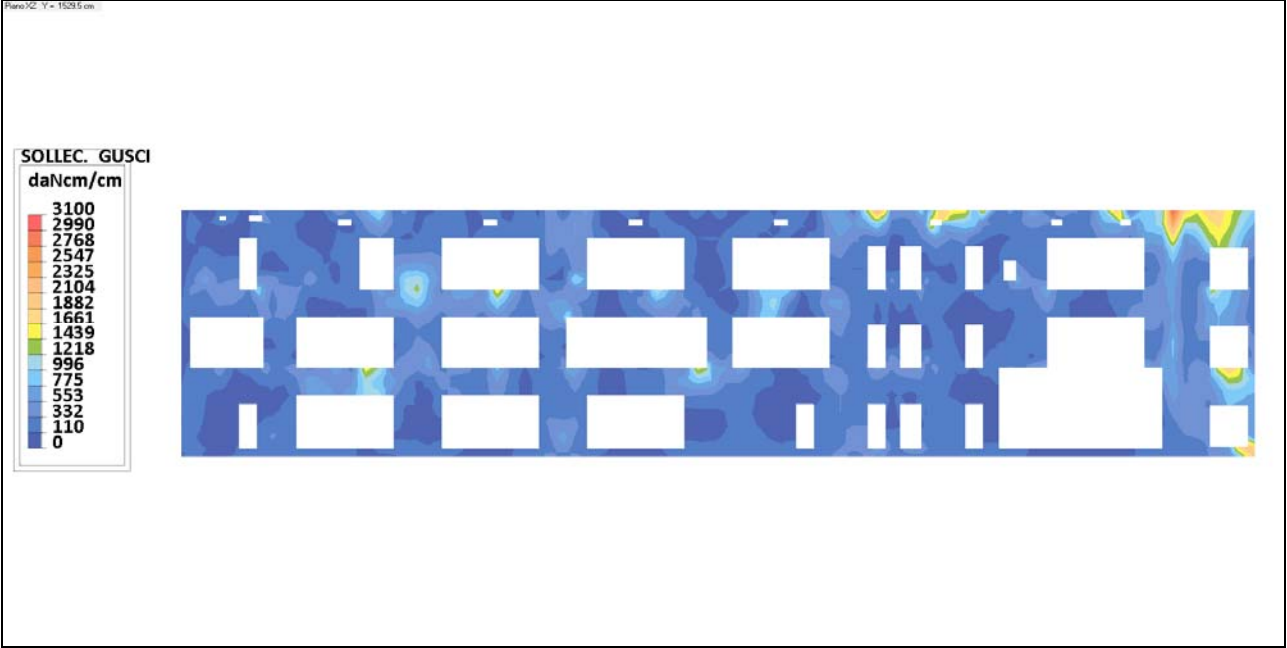


Sforzi di WOOD Mx

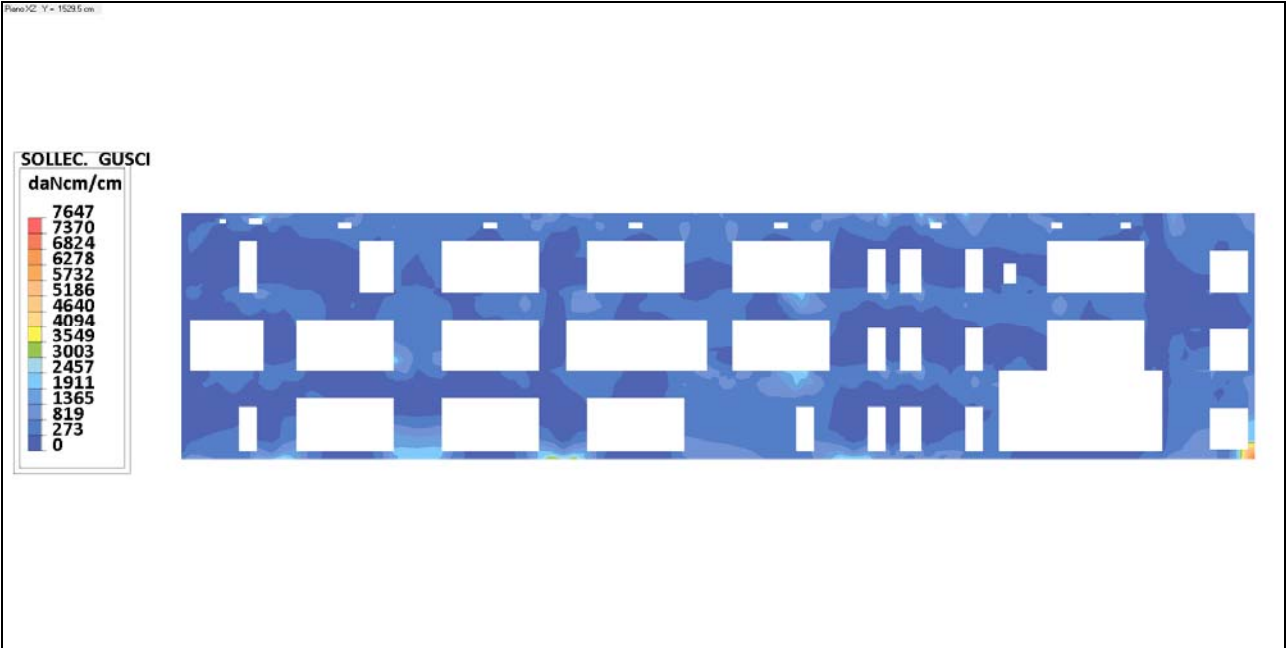


Sforzi di WOOD My

SL\_I\_5

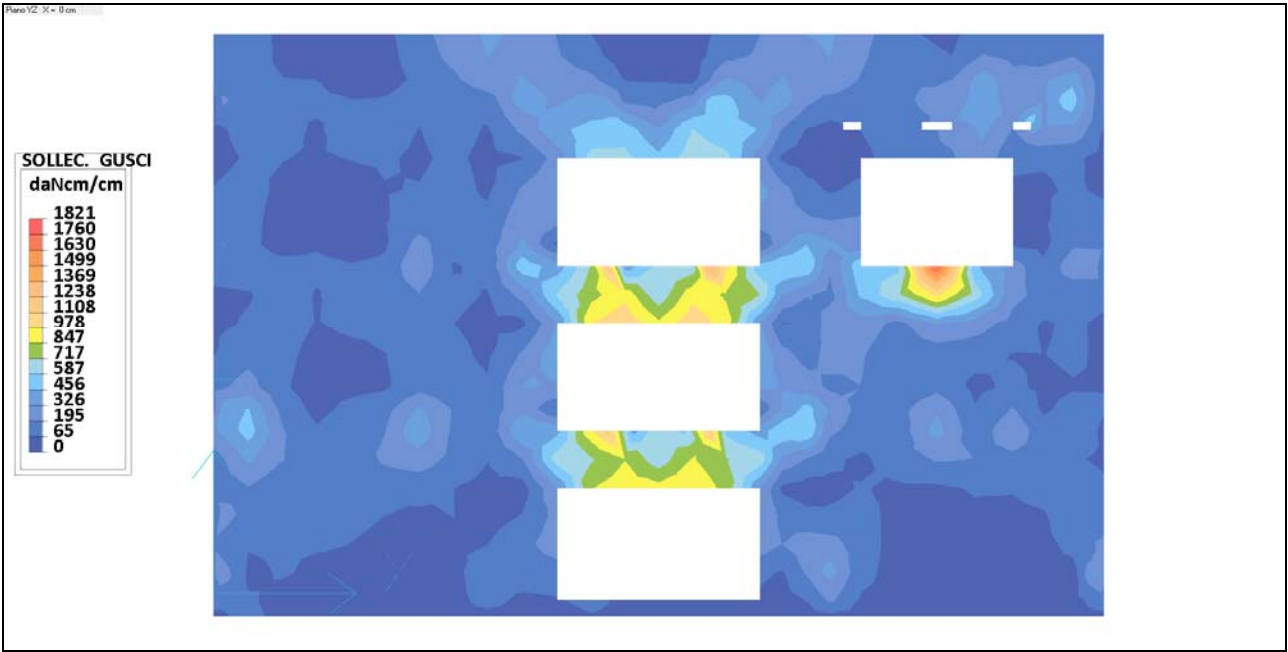


Sforzi di WOOD Mx

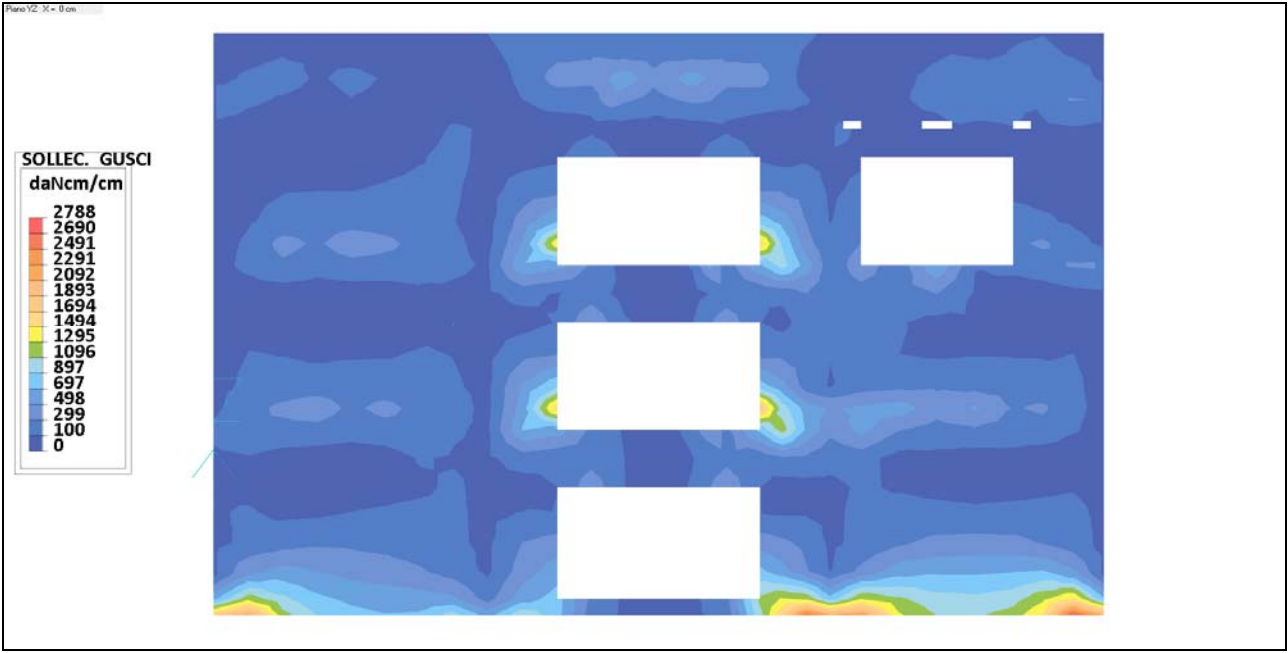


Sforzi di WOOD My

ST\_E\_A

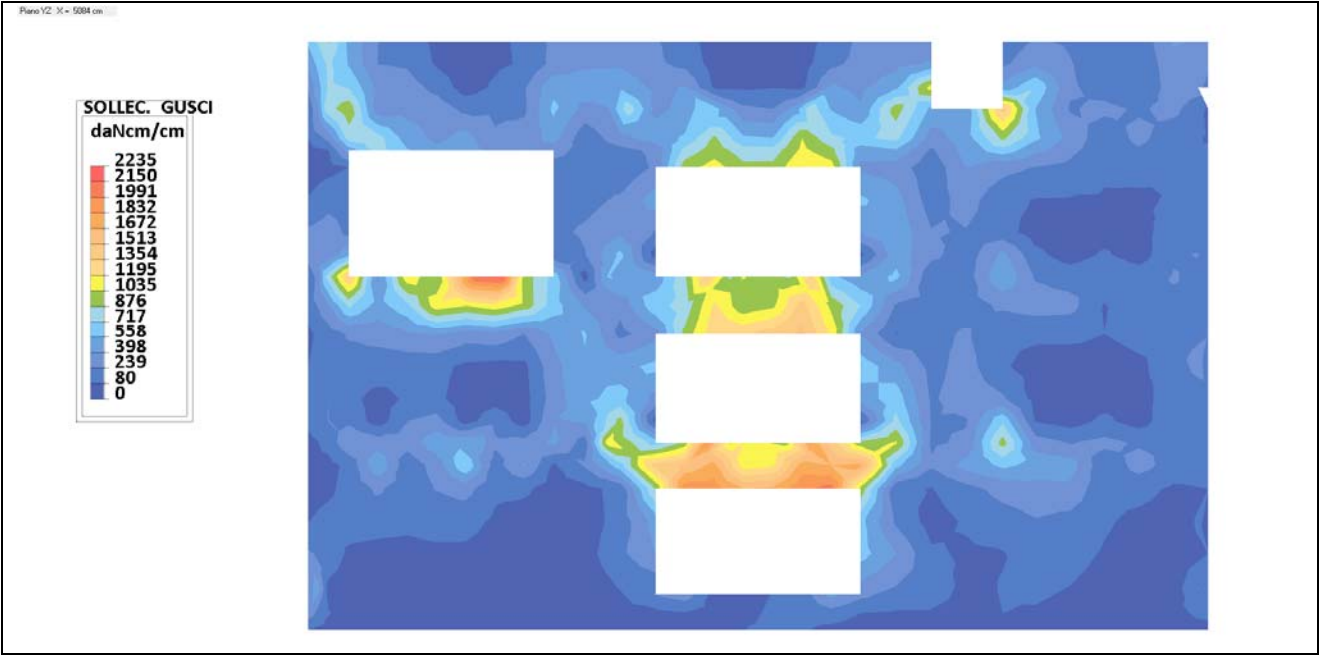


Sforzi di WOOD Mx

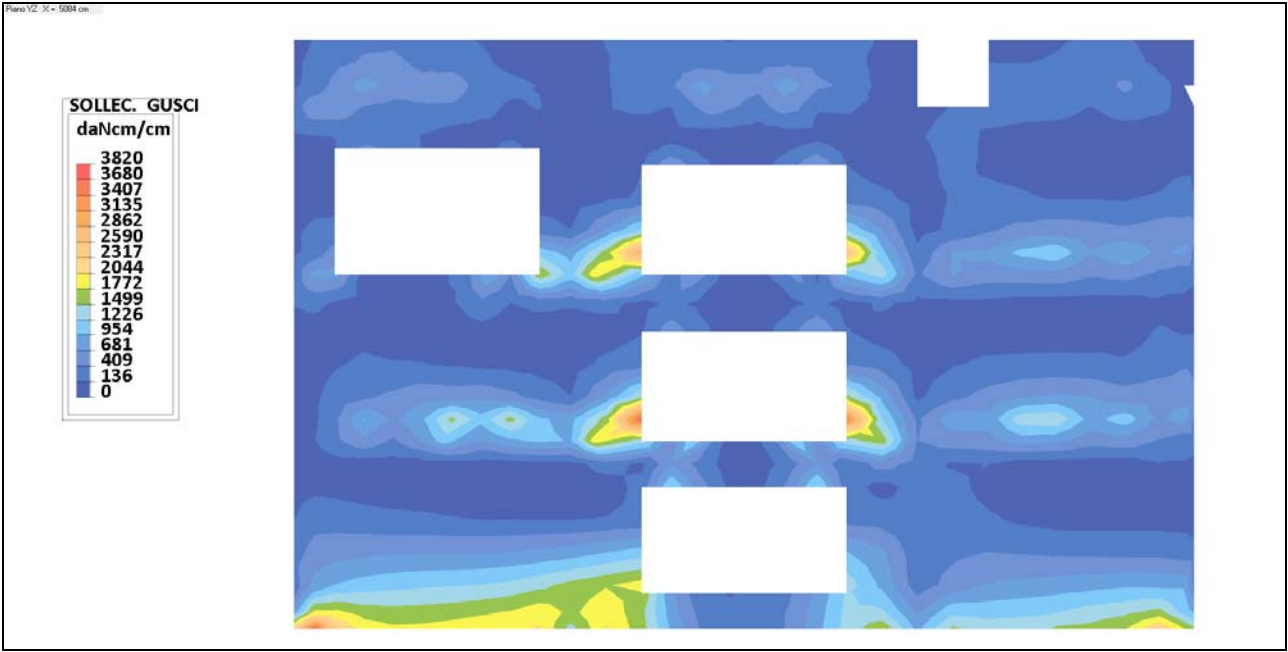


Sforzi di WOOD My

ST\_E\_M



Sforzi di WOOD Mx

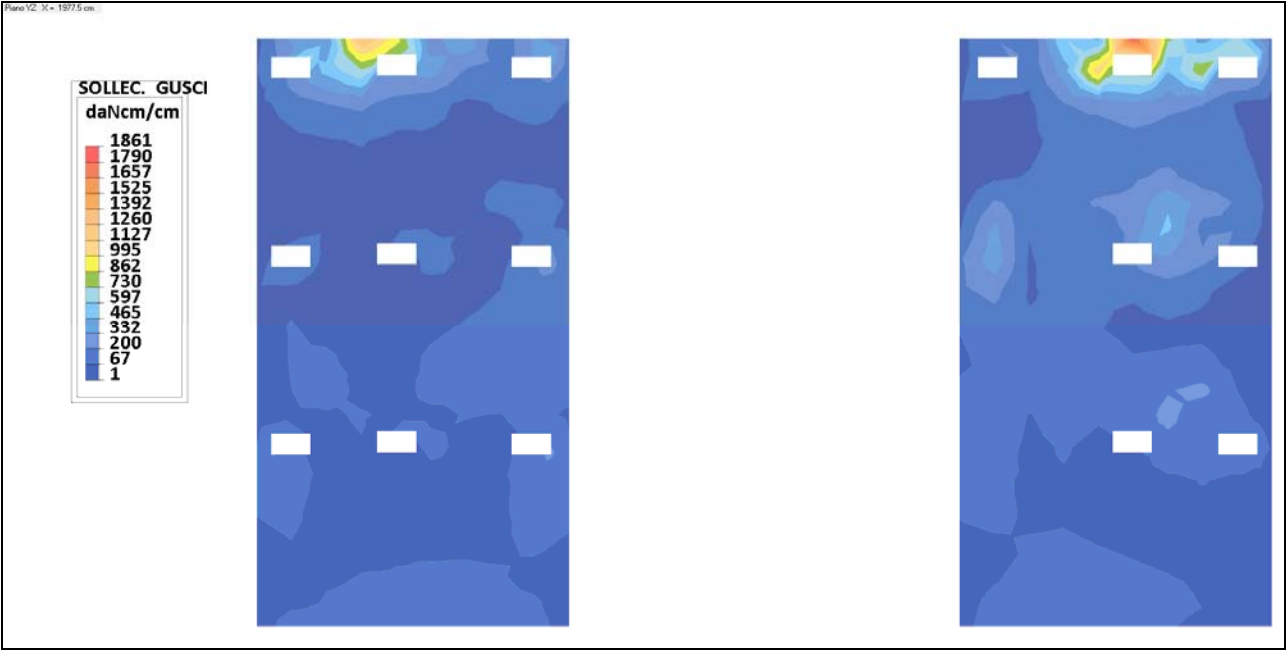


Sforzi di WOOD My

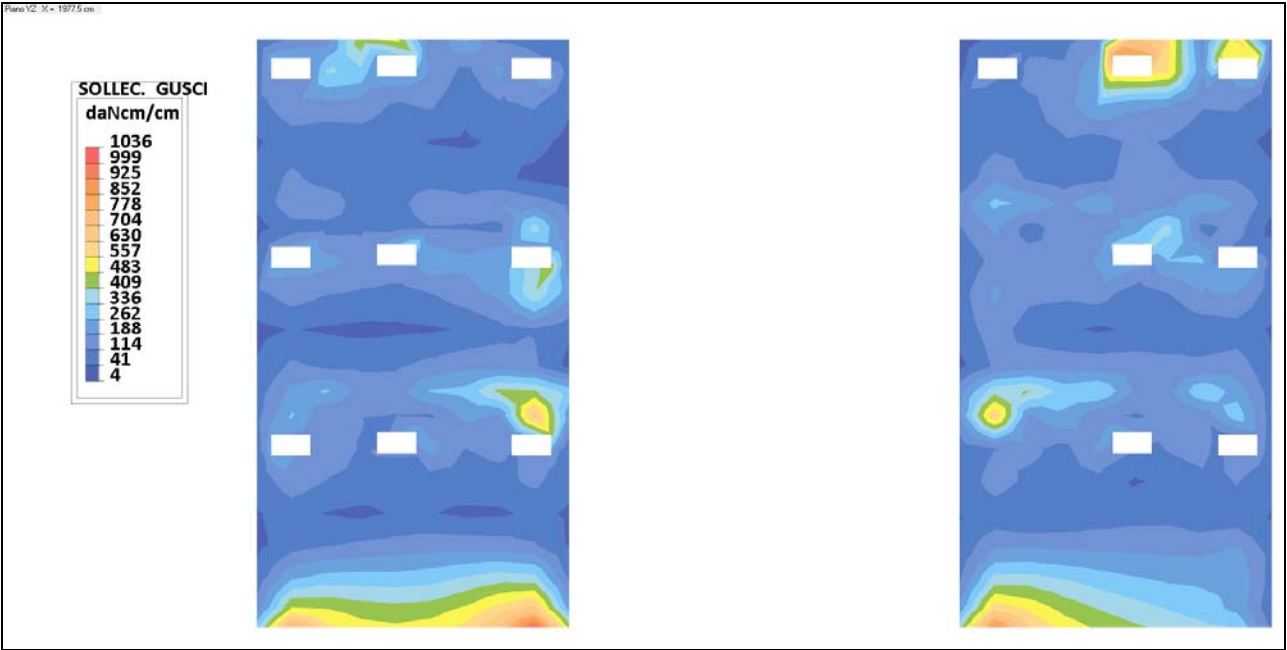




ST\_I\_E

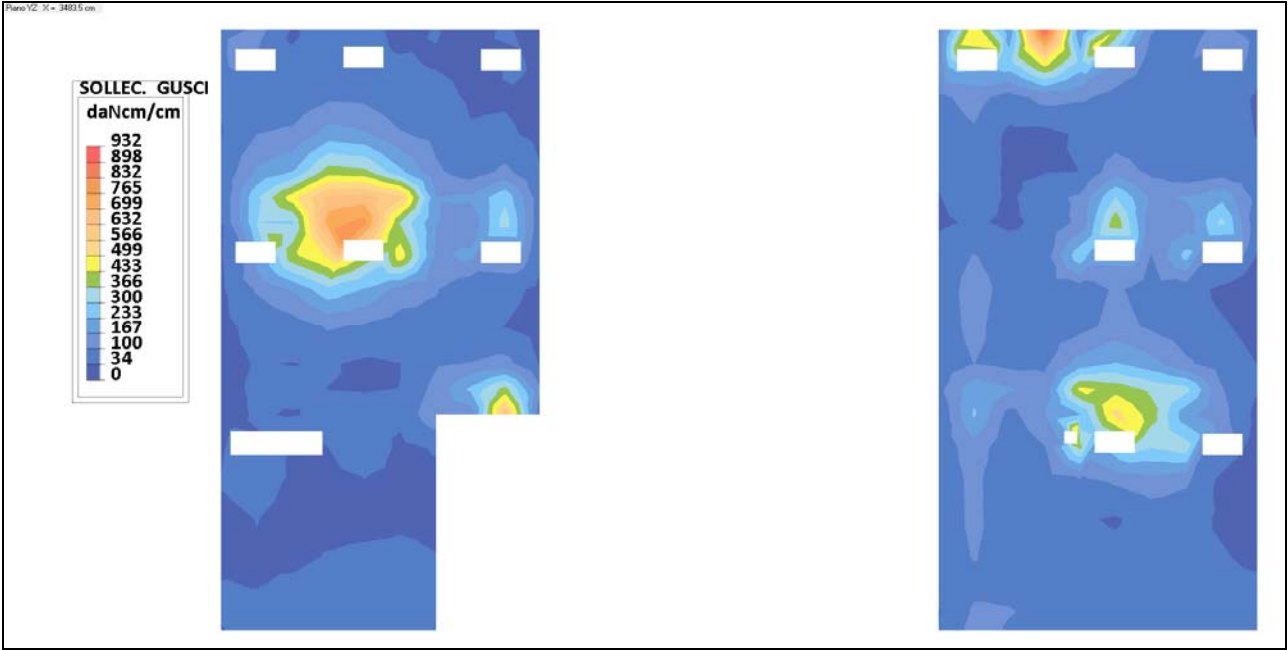


Sforzi di WOOD Mx

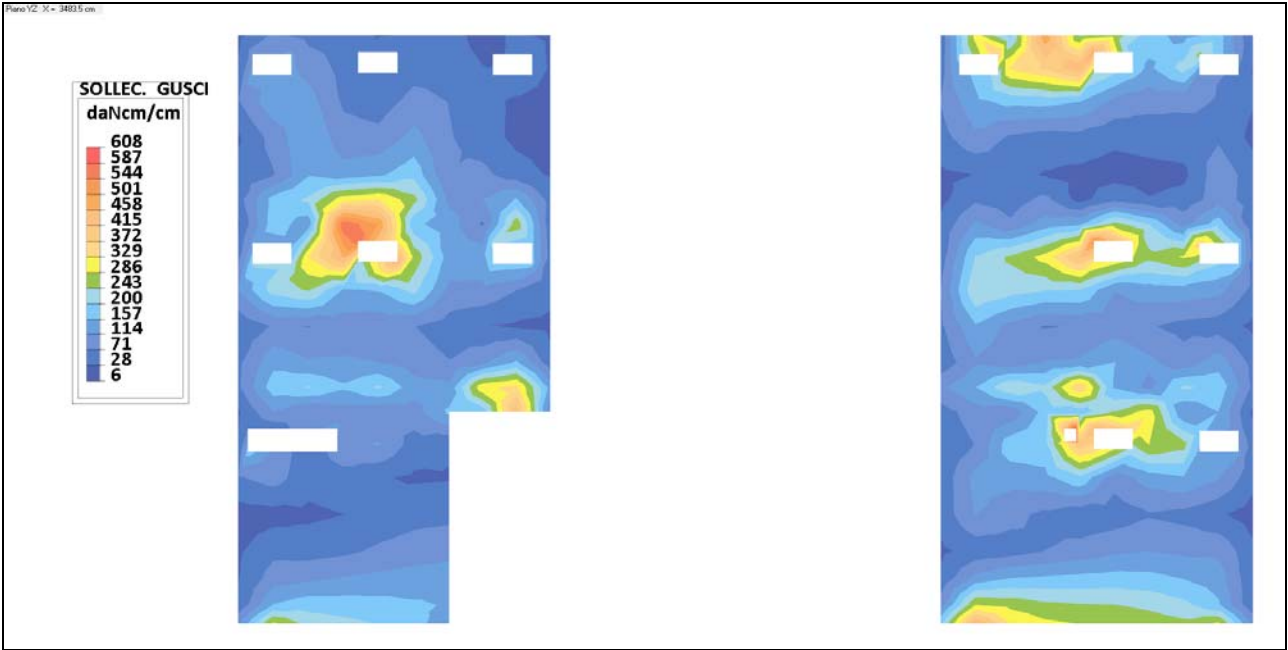


Sforzi di WOOD My

ST\_I\_F

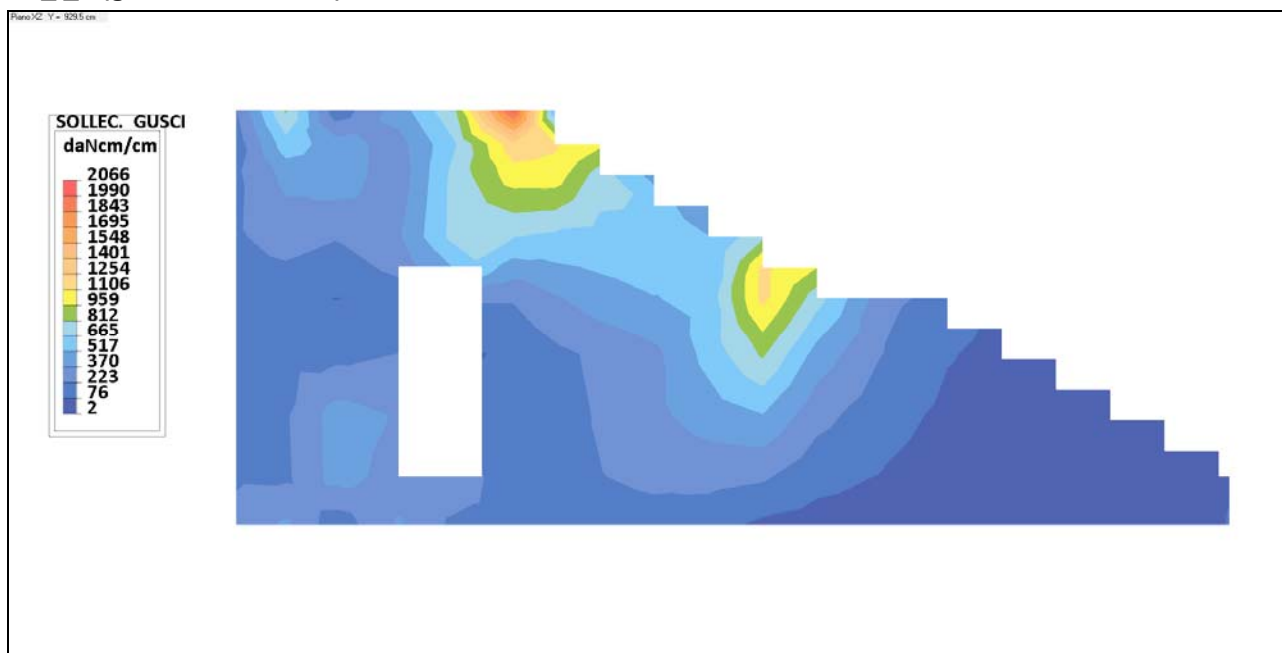


Sforzi di WOOD Mx

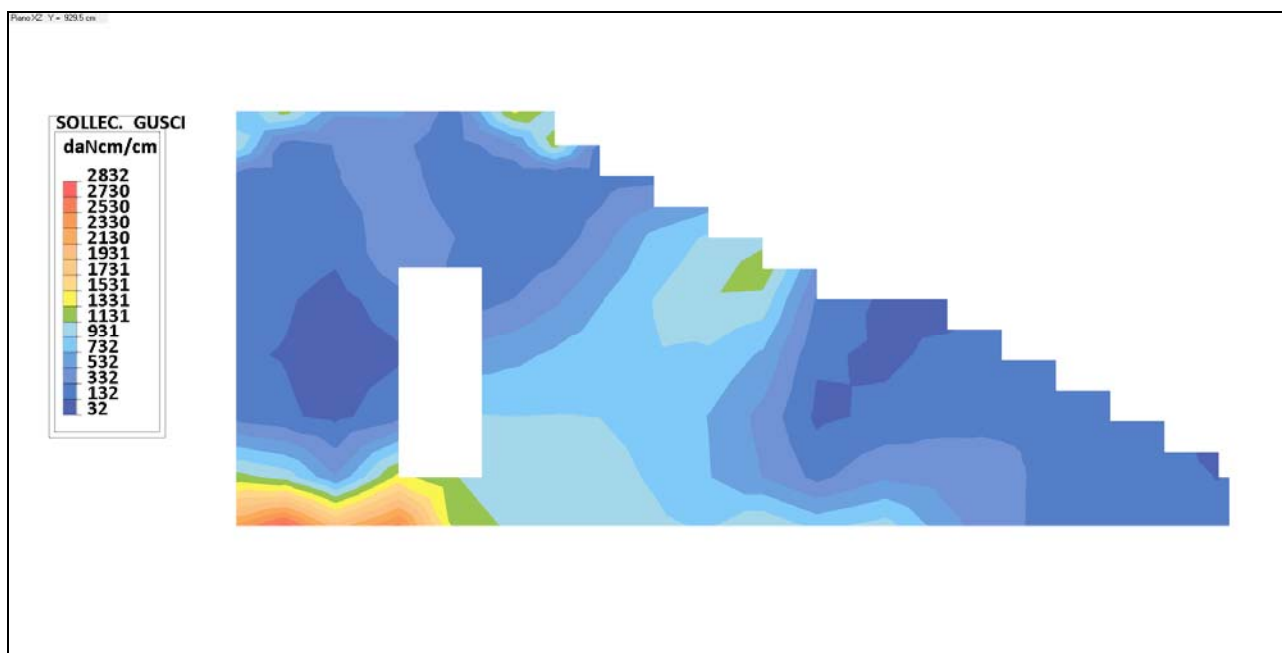


Sforzi di WOOD My

### SL\_I\_3 (gradonata interna)

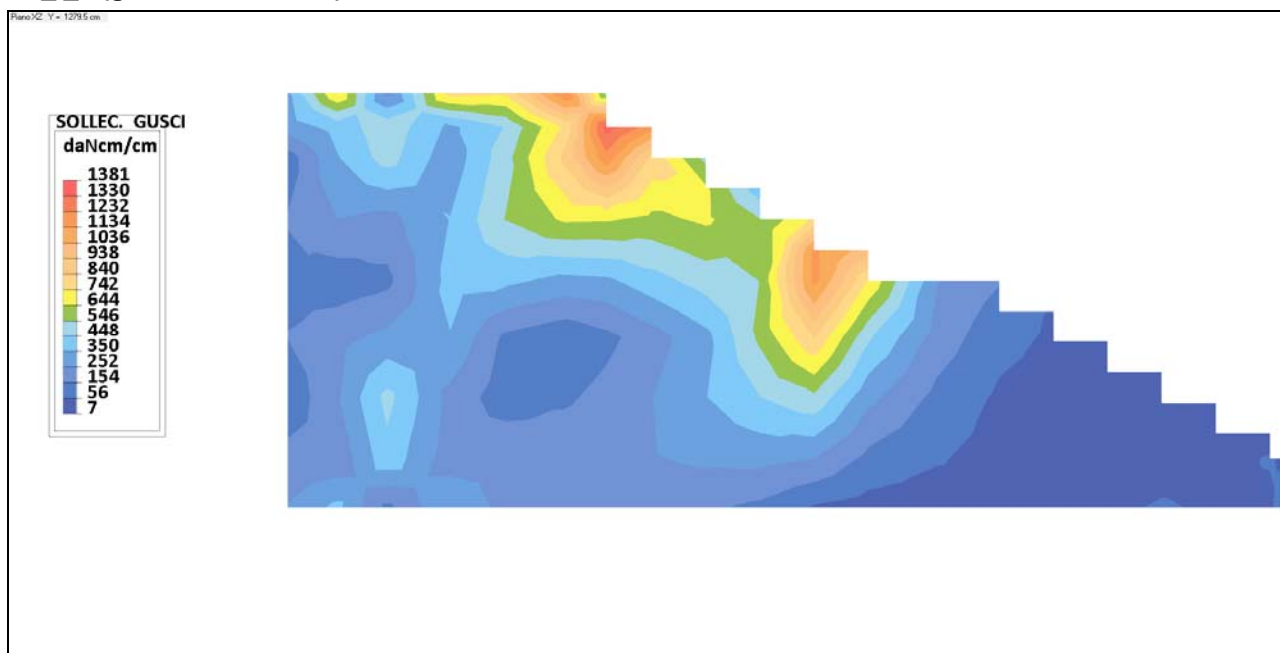


### Sforzi di WOOD Mx

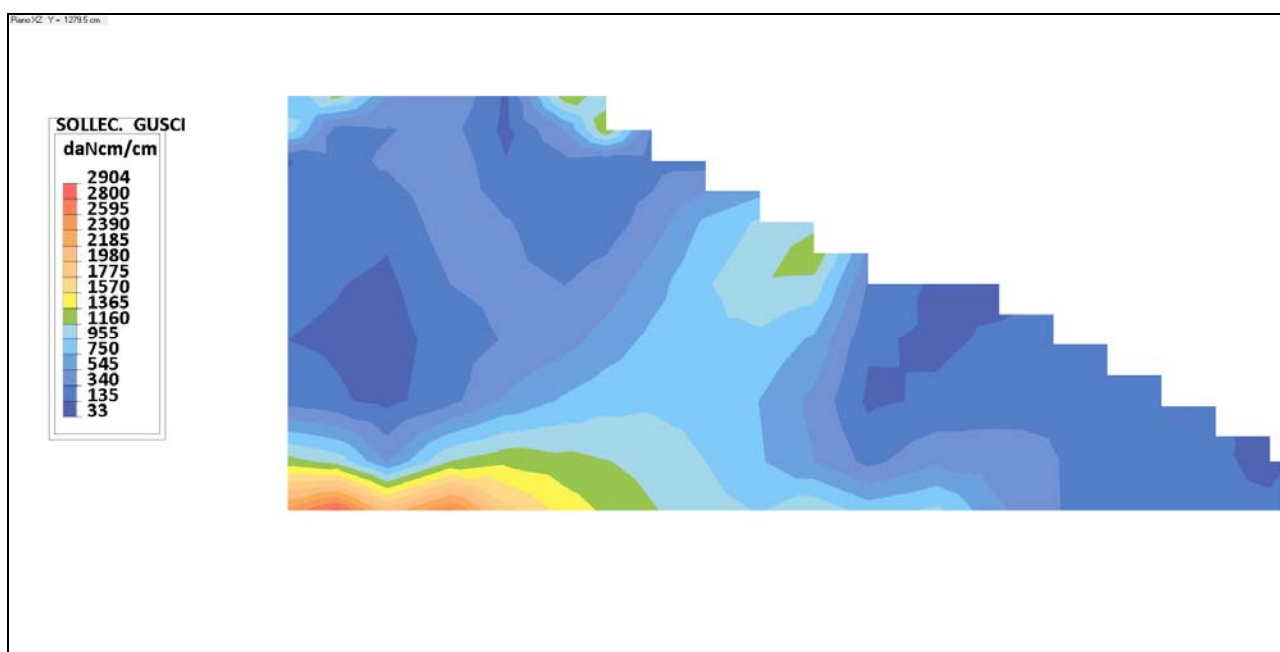


### Sforzi di WOOD My

## SL\_I\_4 (gradonata interna)

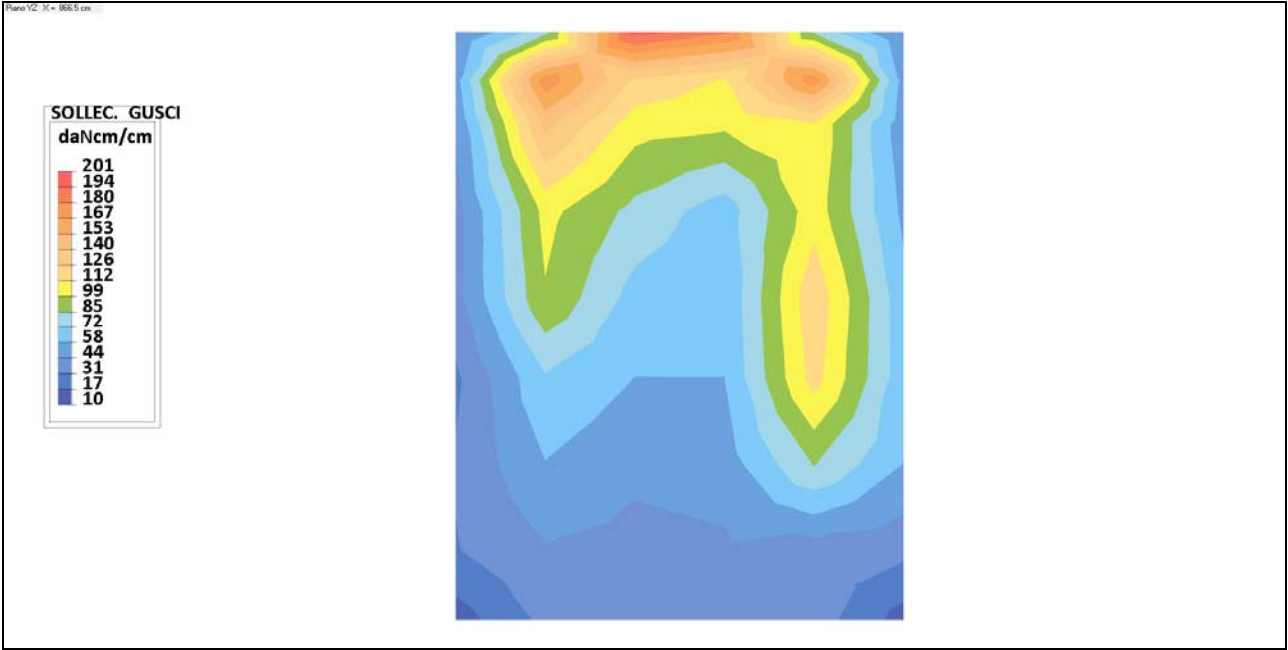


## Sforzi di WOOD Mx



## Sforzi di WOOD My

**ST\_I\_C (gradonata interna)**



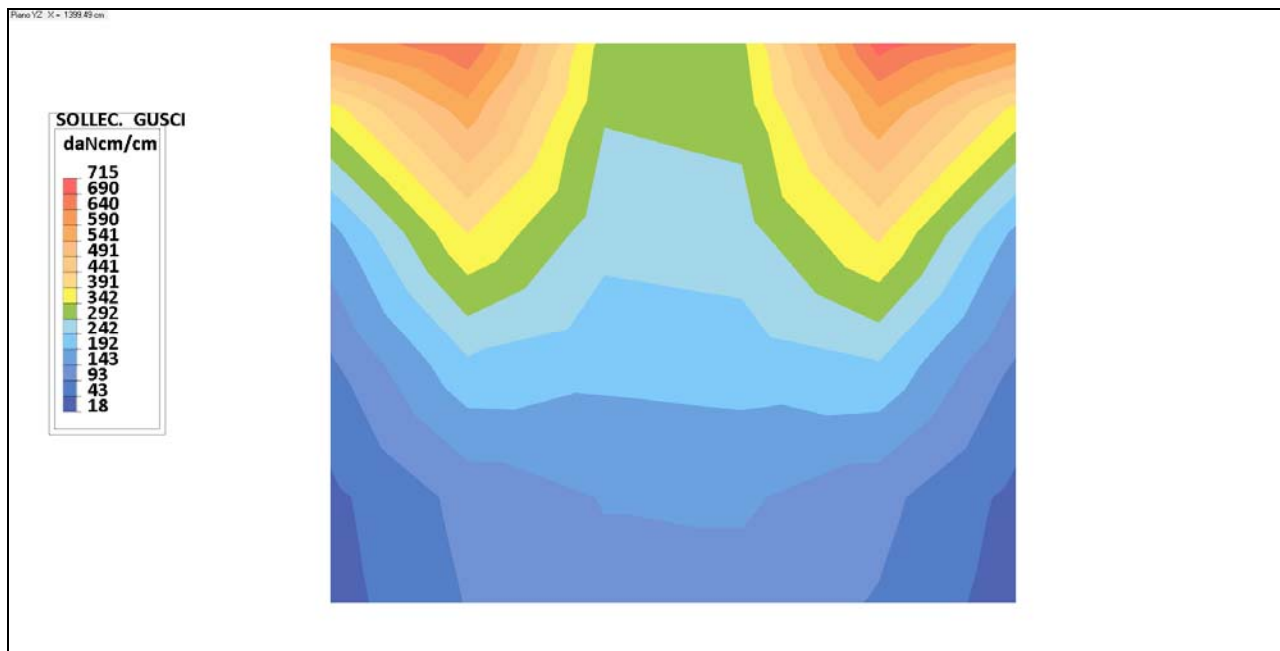
Sforzi di WOOD Mx



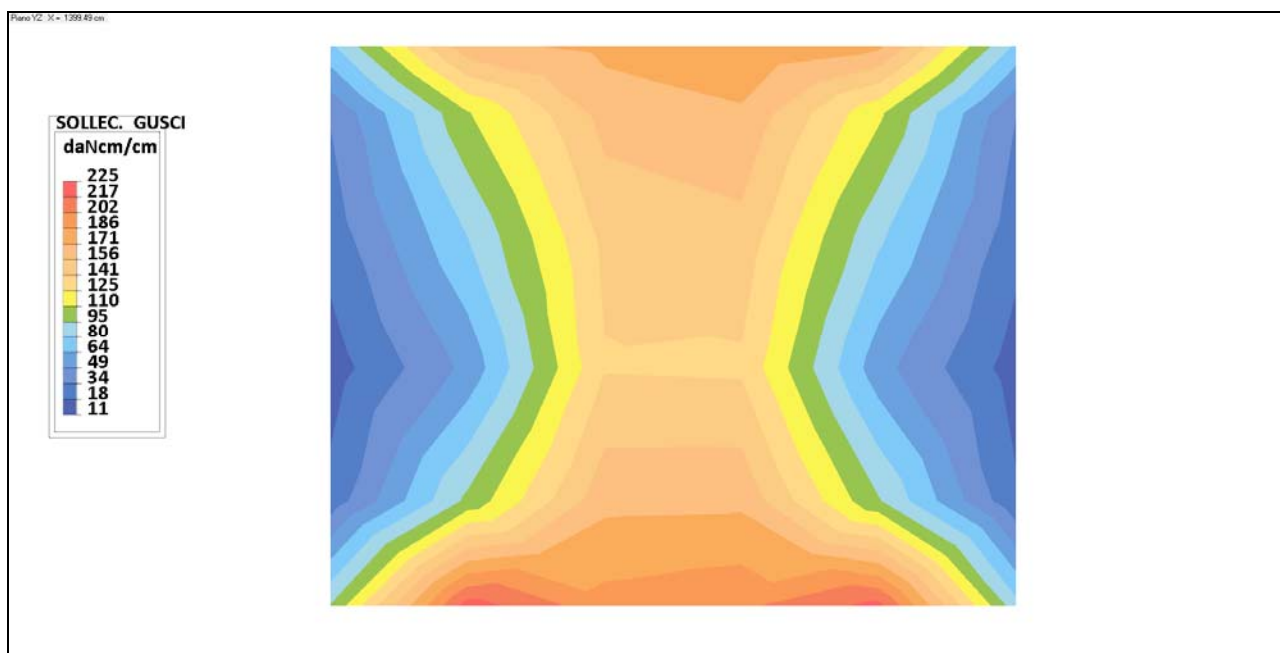
Sforzi di WOOD My



## ST\_I\_D (gradonata interna)

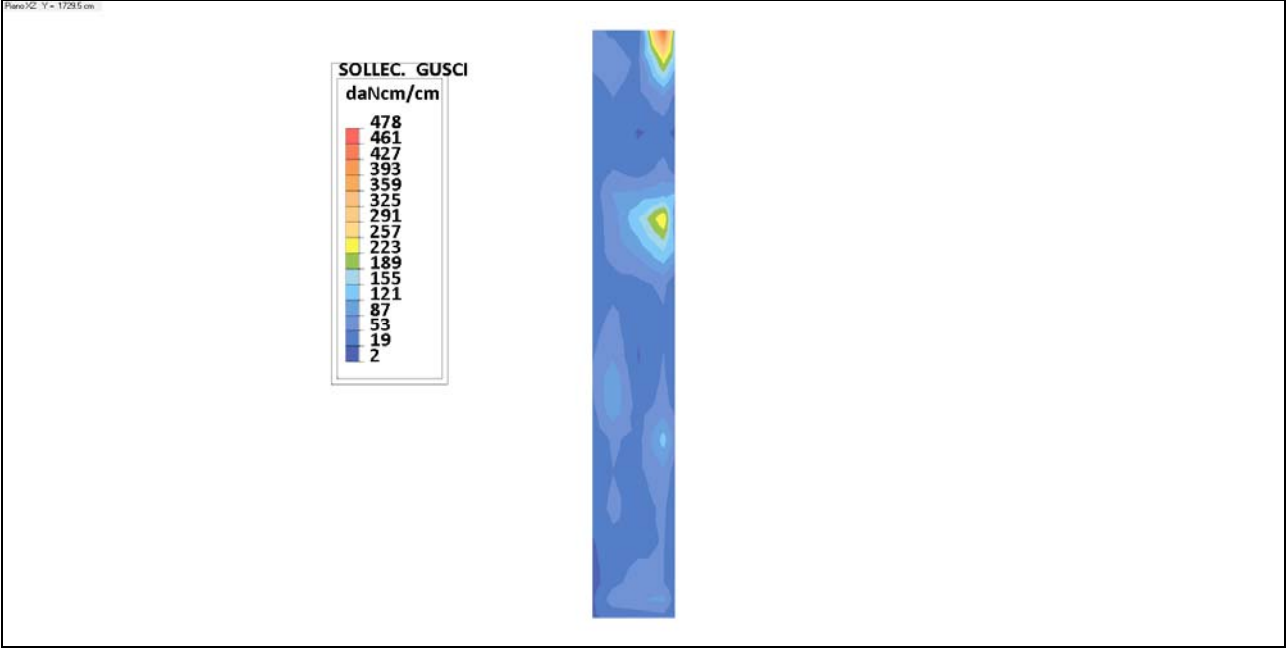


Sforzi di WOOD Mx

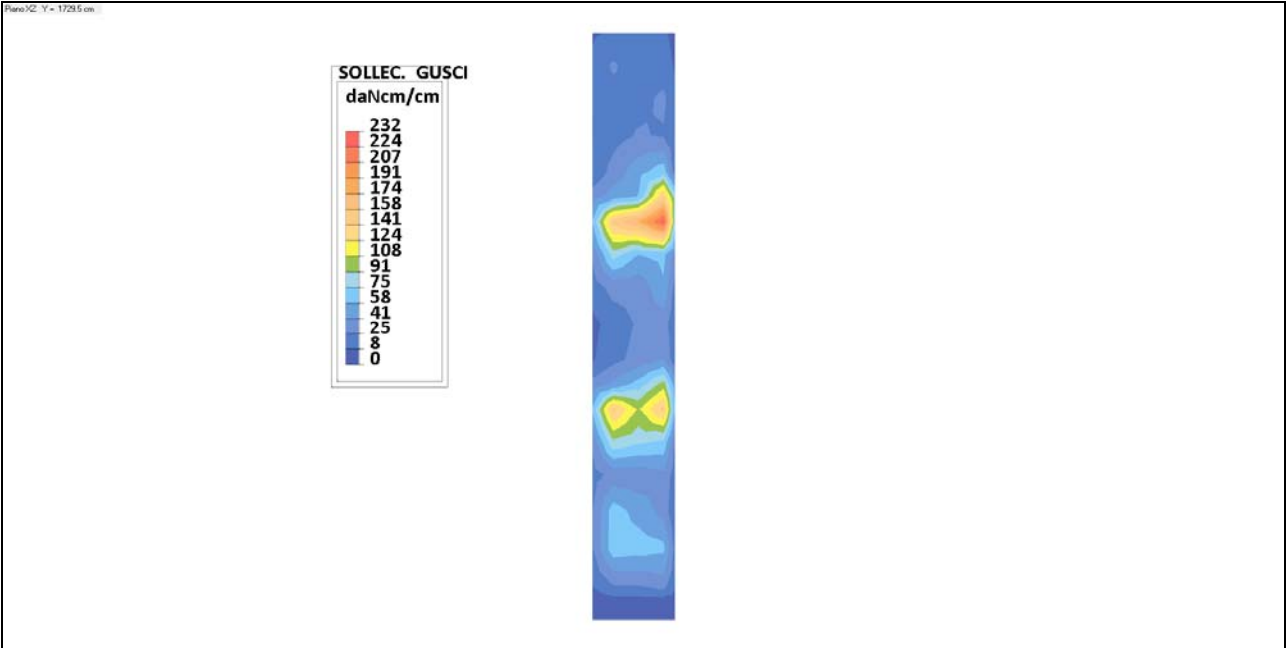


Sforzi di WOOD My

**SL\_I\_6 (vano ascensore)**

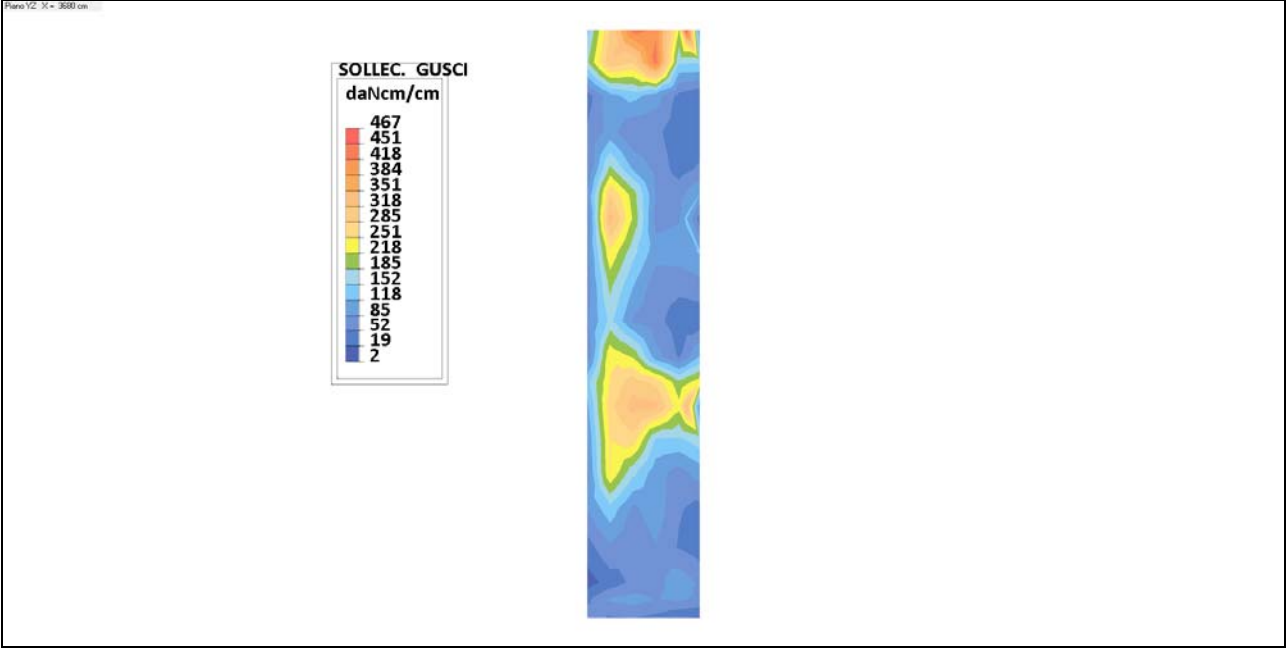


Sforzi di WOOD Mx

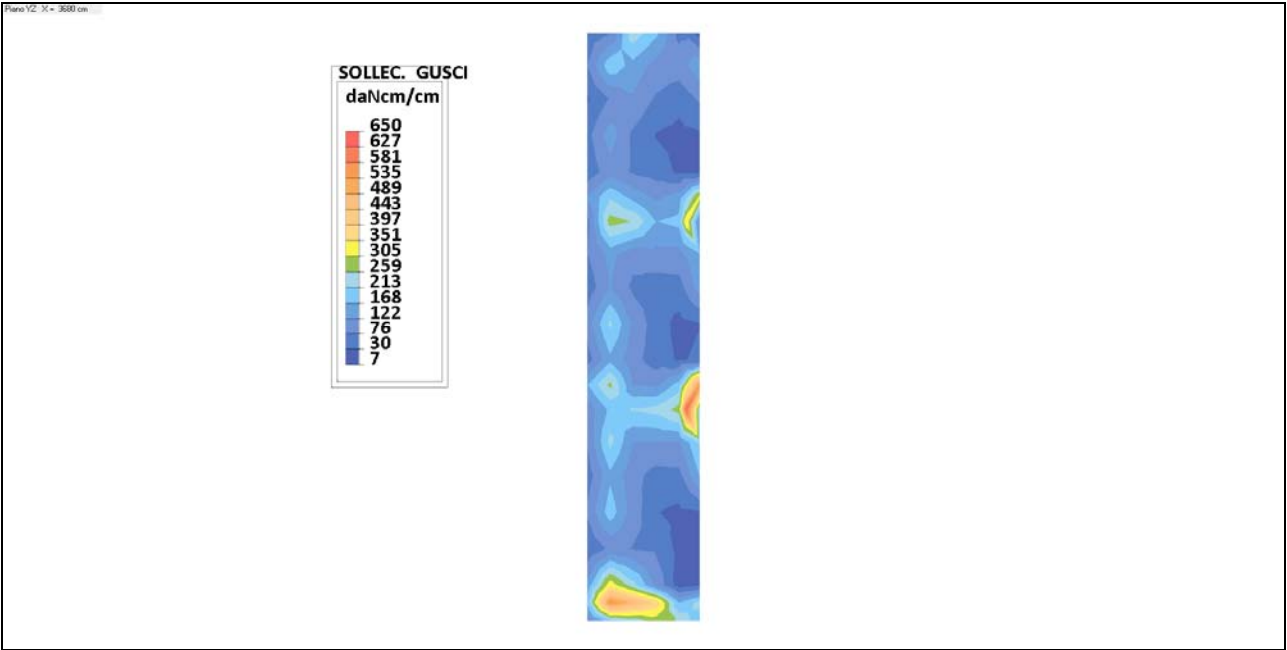


Sforzi di WOOD My

ST\_I\_G (vano ascensore)

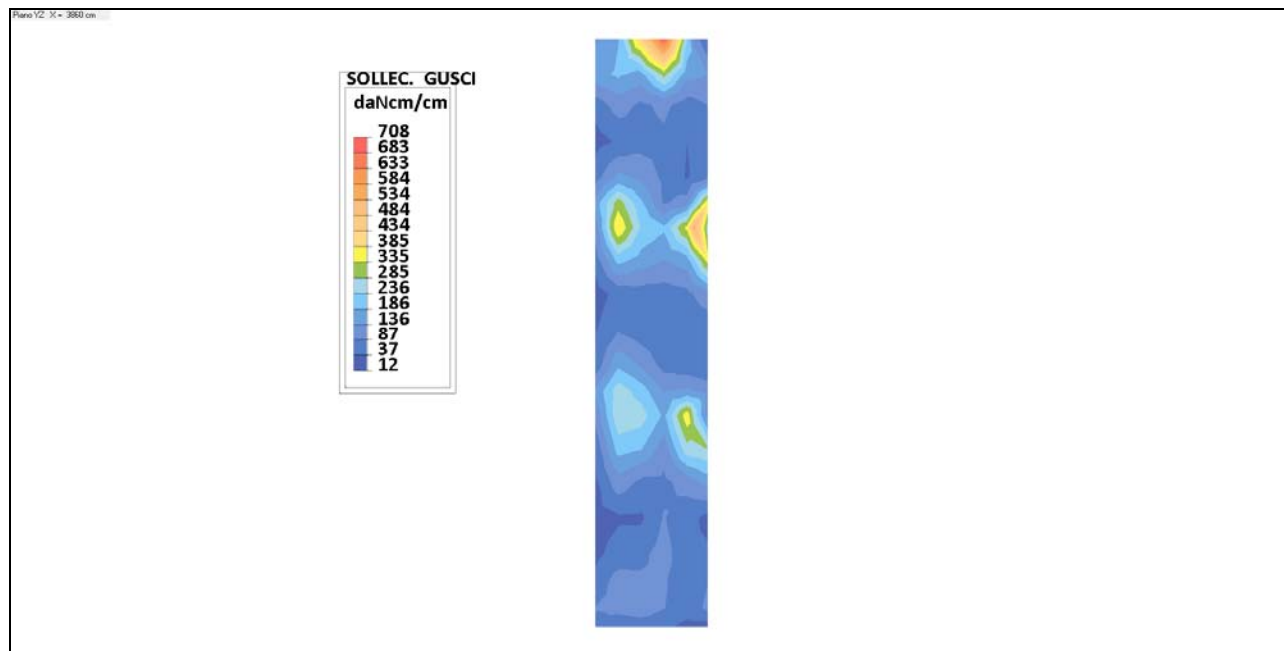


Sforzi di WOOD Mx

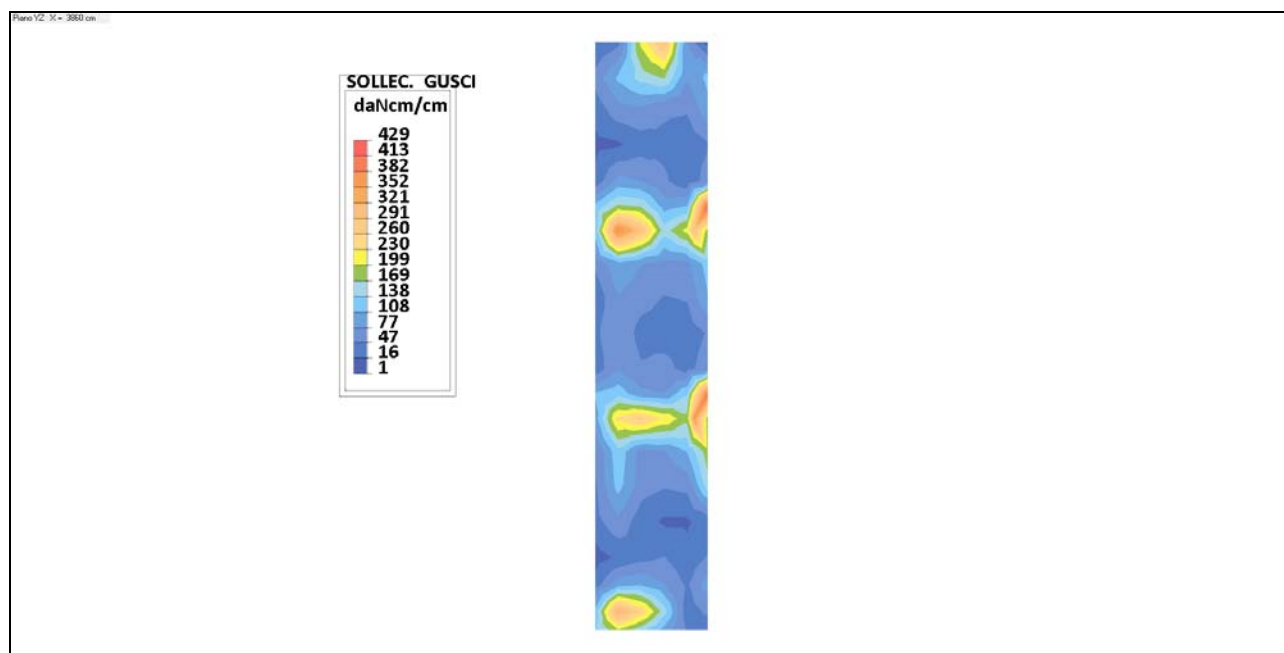


Sforzi di WOOD My

## ST\_I\_H (vano ascensore)



Sforzi di WOOD Mx



Sforzi di WOOD My

### Confronto sollecitazioni di Taglio alla base

Come indicato in precedenza l'entità complessiva del taglio alla base dei setti della palestra, dovuto alle azioni sismiche, è di **2.178.616 daN** (calcolato con l'analisi statica lineare).

Per il confronto sono stati pertanto controllati i valori di taglio integrato per i setti longitudinali esterni e quelli interni (vista la differenza di dimensioni è possibile ritenere che le forze di taglio interessino principalmente i 4 setti principali).

Il taglio alla base per i quattro setti longitudinali principali (SL\_E\_1, SL\_E\_7 e SL\_I\_2, SL\_I\_5) ottenuto con il programma di calcolo nelle condizioni a Stato Limite Ultimo è pari rispettivamente a:

SL\_E\_1: 611.166 daN  
 SL\_E\_7: 578.619 daN  
 SL\_I\_2: 626.422 daN  
 SL\_I\_5: 567.451 daN

Totale: 2.383.658 daN

Tale valore appare congruente con l'azione di Taglio alla base dovuta alle azioni sismiche (2.178.616 daN).

Le verifiche di resistenza per azioni taglianti richieste dalle NTC18 7.4.4.5.1 e 4.1.2.3.5 risultano ampiamente soddisfatte (si ricorda che la struttura è stata classificata non dissipativa) infatti nei casi sopra riportati abbiamo i seguenti valori di  $V_{rds}$  (resistenza di progetto a taglio/trazione) e  $V_{rds}$  (resistenza di progetto a taglio compressione) (NTC18 4.1.2.3.5.2):

SL_E_1: Taglio = 611.166 daN	$V_{rds} = 2.477.276$ daN	$V_{rds} = 3.769.378$ daN
SL_E_7: Taglio = 578.619 daN	$V_{rds} = 2.298.843$ daN	$V_{rds} = 3.769.849$ daN
SL_I_2: Taglio = 626.422 daN	$V_{rds} = 2.615.085$ daN	$V_{rds} = 3.790.193$ daN
SL_I_5: Taglio = 567.451 daN	$V_{rds} = 2.589.368$ daN	$V_{rds} = 3.749.445$ daN

### 9.1.2 Verifiche a Stato Limite di Esercizio

Di seguito si riportano in dettaglio le condizioni verificate.

#### Sismica: Verifica a Stato Limite di Operatività (NTC18 7.3.6.1)

La condizione in termini di rigidità sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto siano inferiori ai limiti indicati dalle NTC18 per diverse tipologie strutturali.

Per le costruzioni in **Classe d'Uso III e IV** ci si riferisce allo **SLO** (NTC18 Tab. 7.3.III) e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai **2/3 dei limiti indicati per strutture ricadenti in Classe d'Uso I e II**.

Nel caso specifico è stato scelto, cautelativamente, un valore pari a  $\frac{2}{3}$  di  $0.30\%$  h, ovvero  **$0.20\%$  h** (valore più restrittivo rispetto a quanto indicato dalle NTC18 per la tipologia di struttura in oggetto)

A **favore di sicurezza** sono stati verificati gli **spostamenti a SLD** (e non a SLO) e sono risultati pari a:

▪ Terra – Piano Primo	Dx max: 0.14 cm	pari a $0.031\%$ h
	Dy max: 0.33 cm	pari a $0.072\%$ h
▪ Piano – Piano Secondo	Dx max: 0.10 cm	pari a $0.025\%$ h
	Dy max: 0.22 cm	pari a $0.054\%$ h
▪ Piano Secondo – Piano Copertura	Dx max: 0.13 cm	pari a $0.033\%$ h
	Dy max: 0.29 cm	pari a $0.072\%$ h

e quindi risultano verificati.

In allegato i **risultati completi degli spostamenti sismici** della struttura.

### Sismica: Verifica a Stato Limite di Operatività (NTC18 7.3.6.3)

Gli impianti sono stati tutti dotati, nei punti di collegamento, di appositi giunti sismici al fine non produrre interruzioni d'uso o fuoriuscita di gas/liquidi.

### Statica: Verifica di fessurazione (NTC18 4.1.2.2.4)

Come consentito dalla Norma la verifica **dell'ampiezza di fessurazione** è stata condotta senza calcolo diretto. E' stata, pertanto, limitata la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura (C18 4.1.2.2.4.5).

In allegato i **risultati completi delle verifiche di fessurazione** dei setti in cemento armato.

### Statica: Verifica delle tensioni di esercizio (NTC18 4.1.2.2.5)

Sono state verificate che le tensioni nelle combinazioni caratteristica e quasi permanente siano sempre inferiori ai valori consentiti dalle NTC18 4.1.2.2.5.1 e 4.1.2.2.5.2.

In allegato i risultati delle **verifiche di resistenza** dei setti in cemento armato.

## 9.2 Verifiche elementi orizzontali in cemento armato

Sui solai in cemento armato sono state condotte tutte le verifiche necessarie per il loro **corretto e definitivo dimensionamento**, come richiesto dall'**35 del d.P.R. n. 207/2010**, sia nei confronti degli Stati Limite Ultimi che di Esercizio.

Inoltre i carichi sono stati assegnati secondo uno schema a scacchiera per massimizzare i momenti, **sia negativi che positivi**, ovvero:

- SLU 1 e SLU 2 con carichi variabili applicati a scacchiera per massimizzare i **momenti positivi**
- SLU 1 + 2 con carichi variabili applicati su tutto il solaio per massimizzare i **momenti negativi**

Come già precedentemente indicato per **migliorare il comportamento della struttura in condizioni sismiche** sono stati ridotti i pesi propri strutturali realizzando i **solai con degli alleggerimenti** in polistirolo (o analoghi).

In corrispondenza dei setti sono invece stati realizzati con struttura piena per meglio contrastare l'effetto di **punzonamento** (che è stato opportunamente verificato).

### 9.2.1 Verifiche a Stato Limite Ultimo

In allegato i **risultati completi delle verifiche di resistenza** dei solai in cemento armato (NTC18 4.1.2.3.1 e 7.4.4) e delle fondazioni.

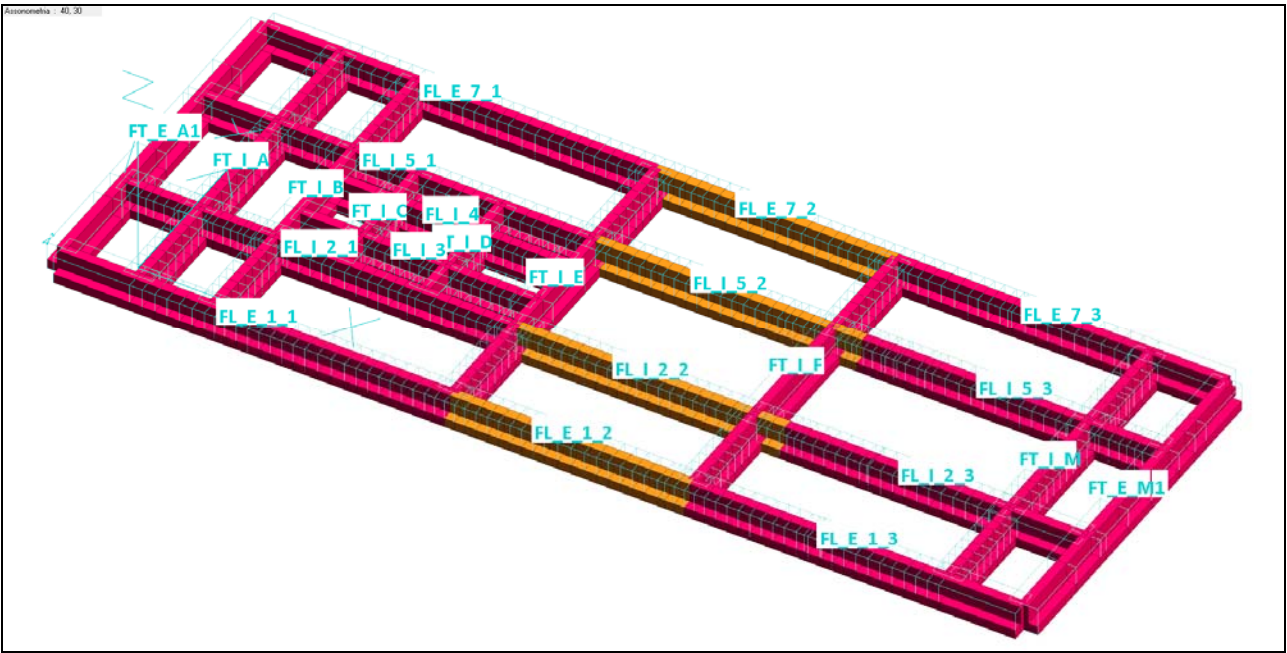
### Sismica: Fondazioni (NTC18 7.2.5)

Le fondazioni sono state dimensionate derivando le azioni dall'analisi del comportamento dell'intero edificio ipotizzando un comportamento strutturale non dissipativo. Non sono quindi necessarie armature per ottenere un comportamento duttile.

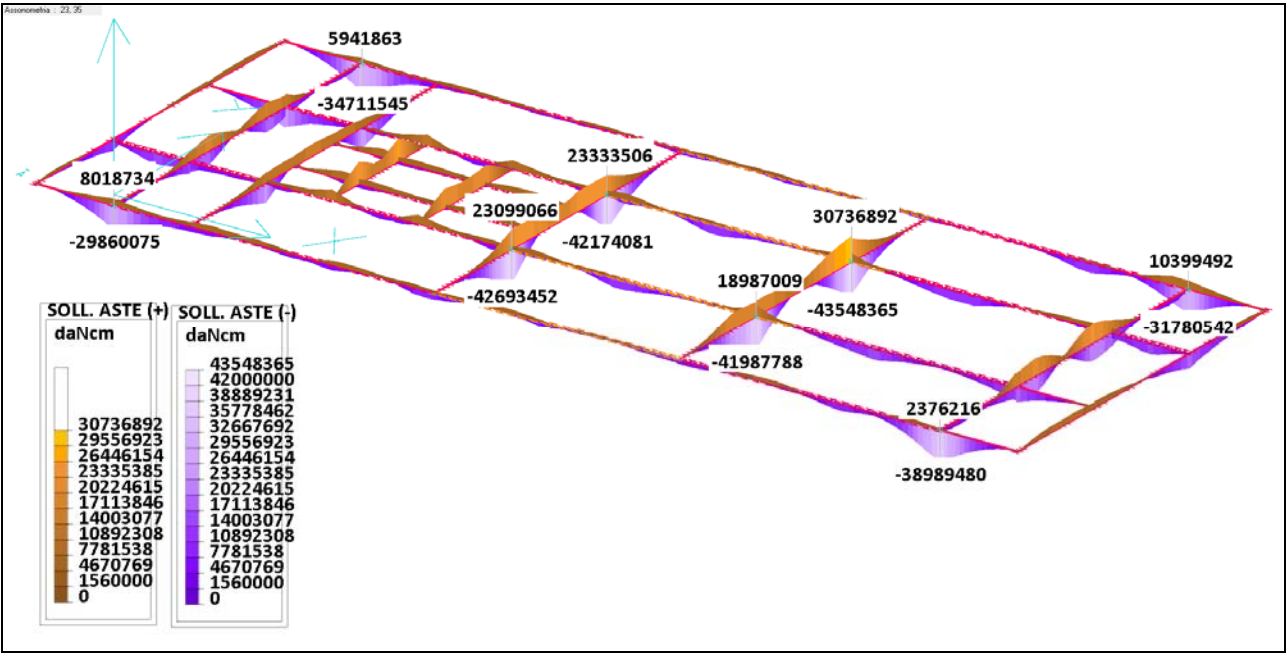
Le travi di fondazione sono state armate longitudinalmente nel rispetto dei limite minimo del 0.2% dell'area della sezione trasversale (sia inferiormente che superiormente).

In allegato i **risultati completi delle verifiche di resistenza** delle travi di fondazione.

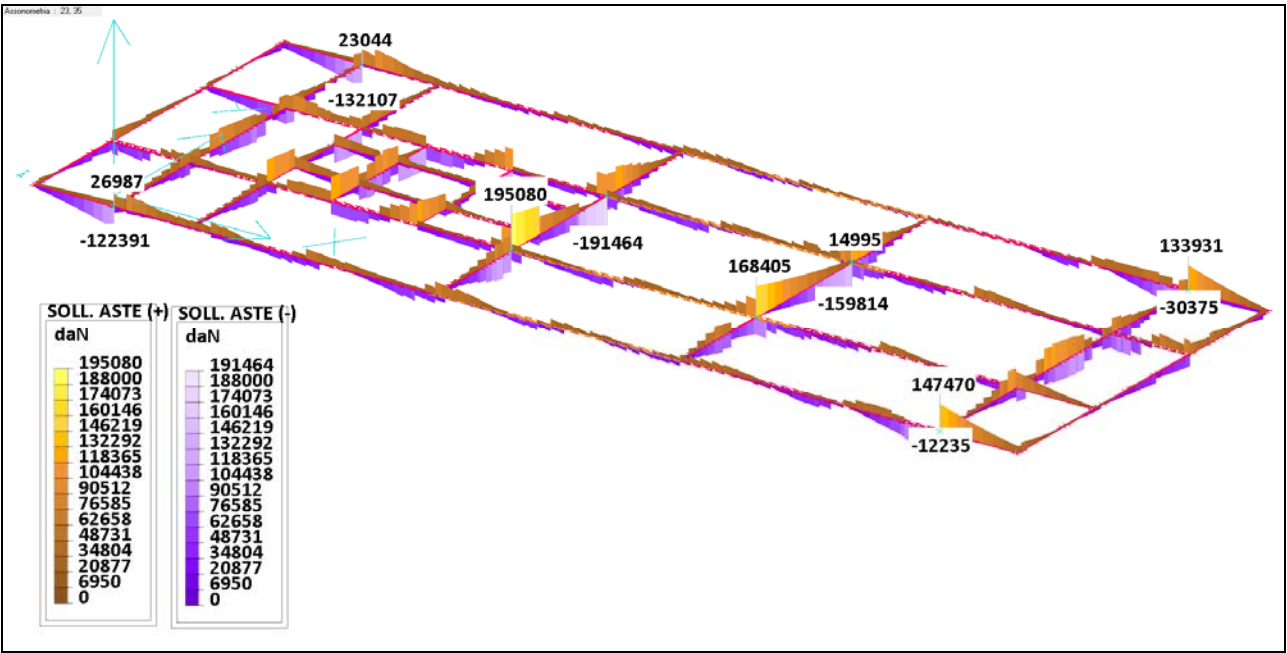




Vista assonometrica travi di fondazione



Vista assonometrica travi di fondazione – Momenti Flettenti

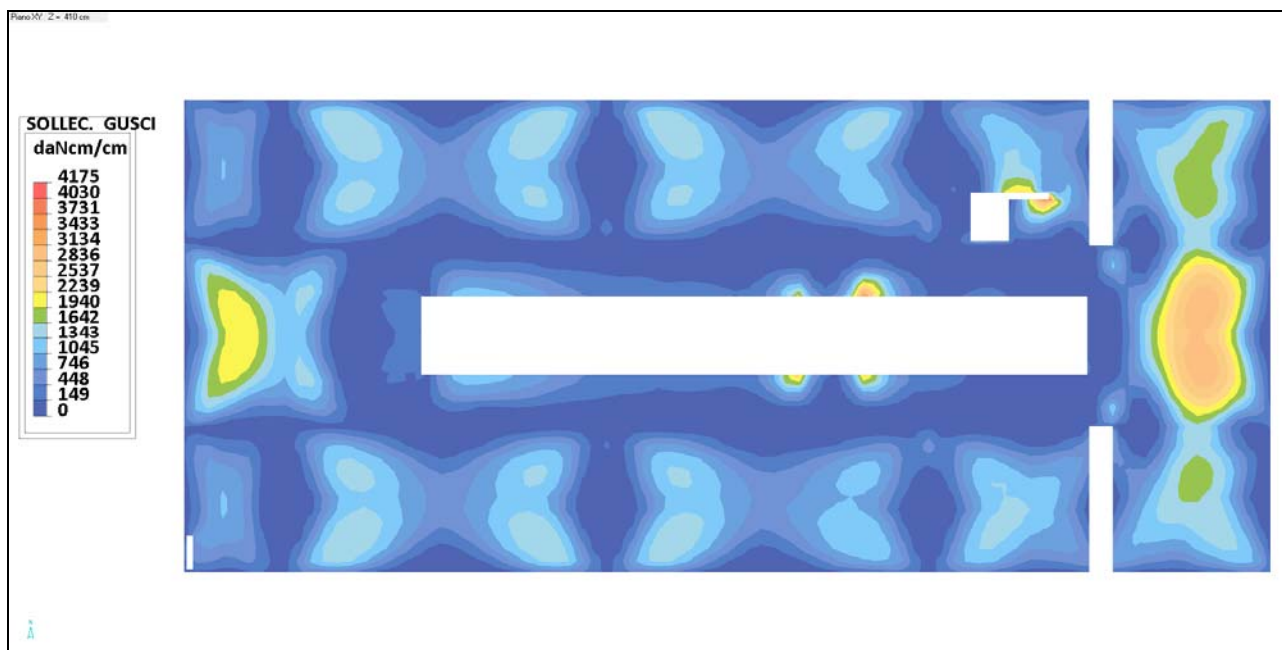


Vista assonometrica travi di fondazione – Taglio

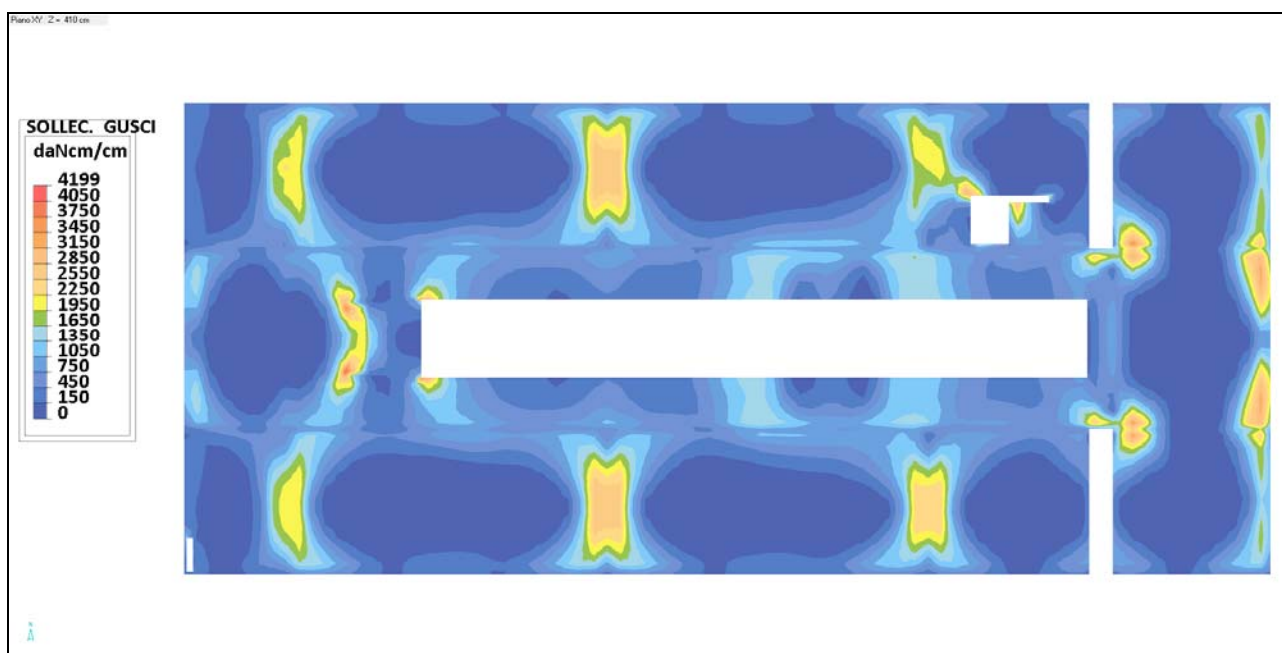
Grafici sforzi di Wood nei solai in cemento armato

Si riporta di seguito la visualizzazione grafica degli sforzi di Wood massimi per i solai della scuola.

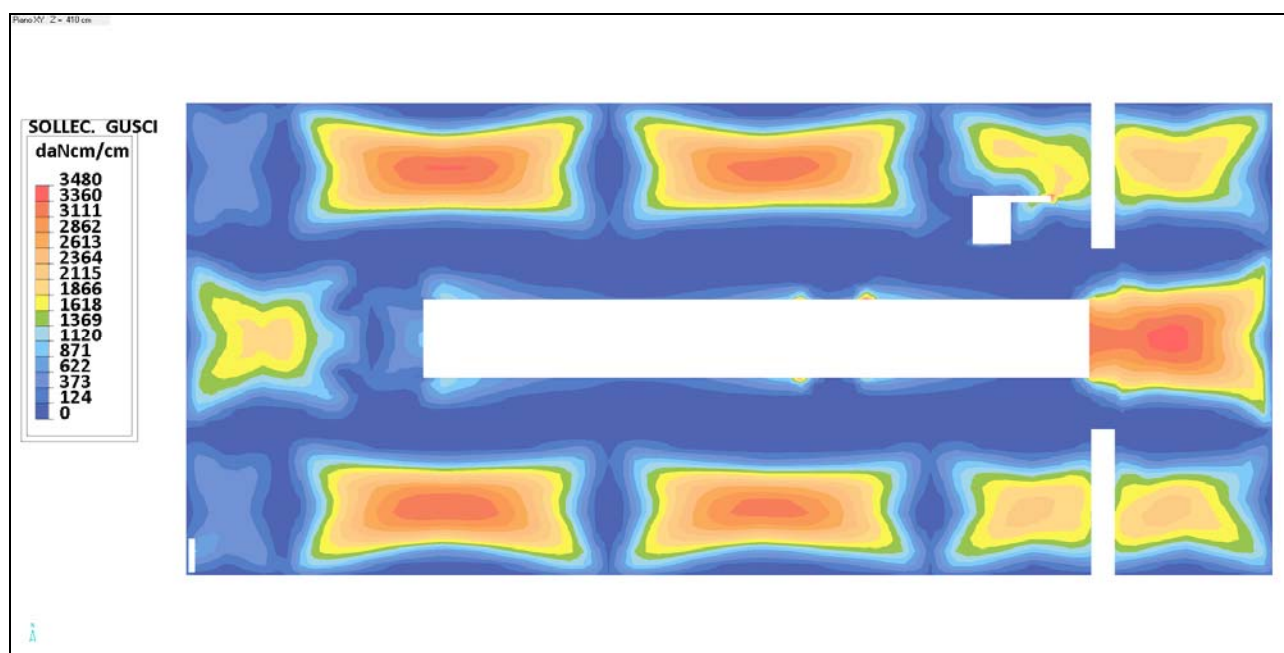
## Piano Primo



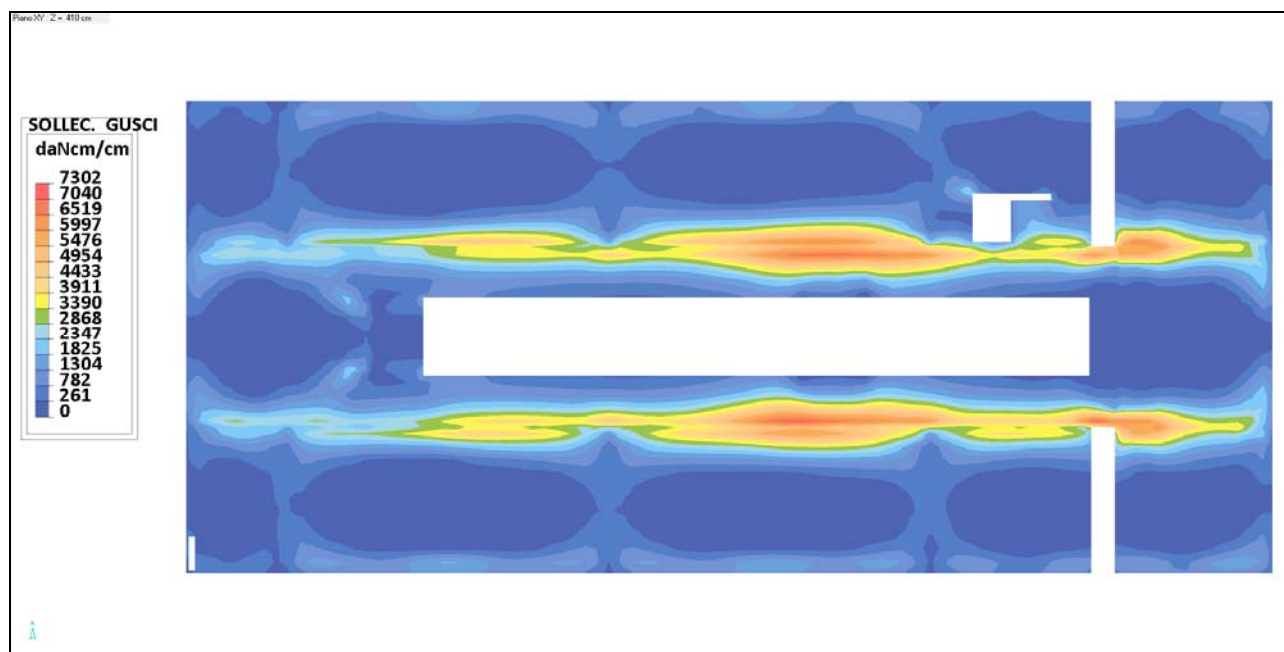
Sforzi di WOOD Mx inf



Sforzi di WOOD Mx sup



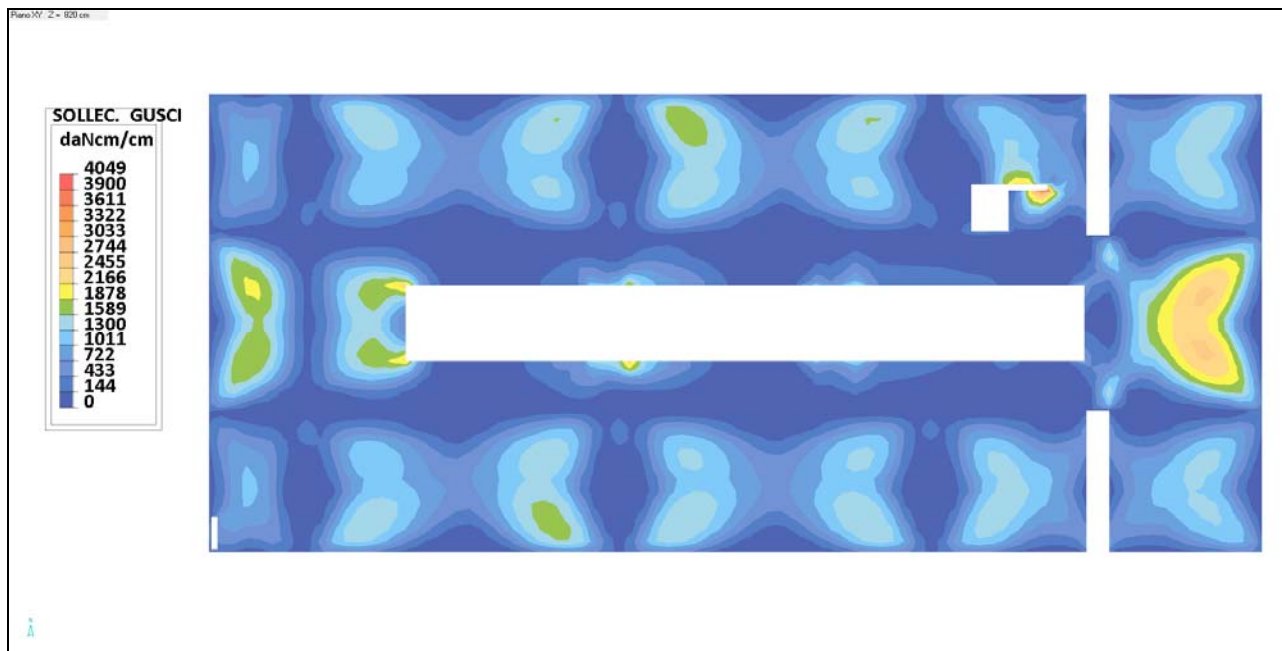
Sforzi di WOOD My inf



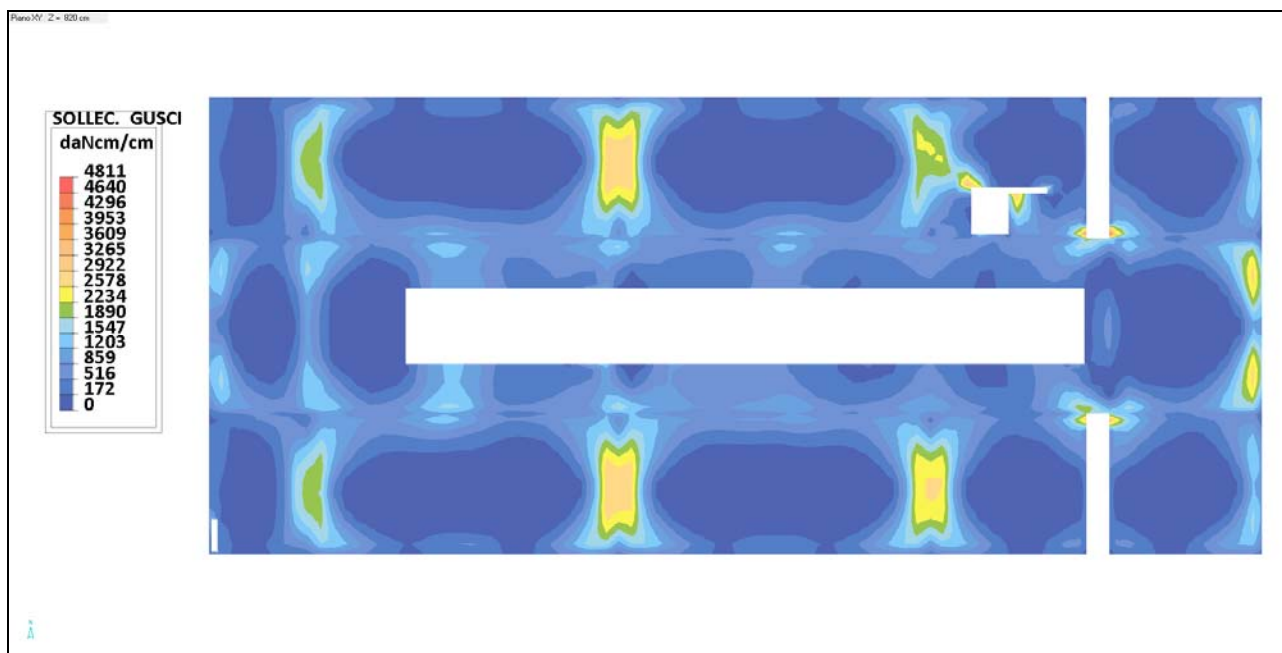
Sforzi di WOOD My sup



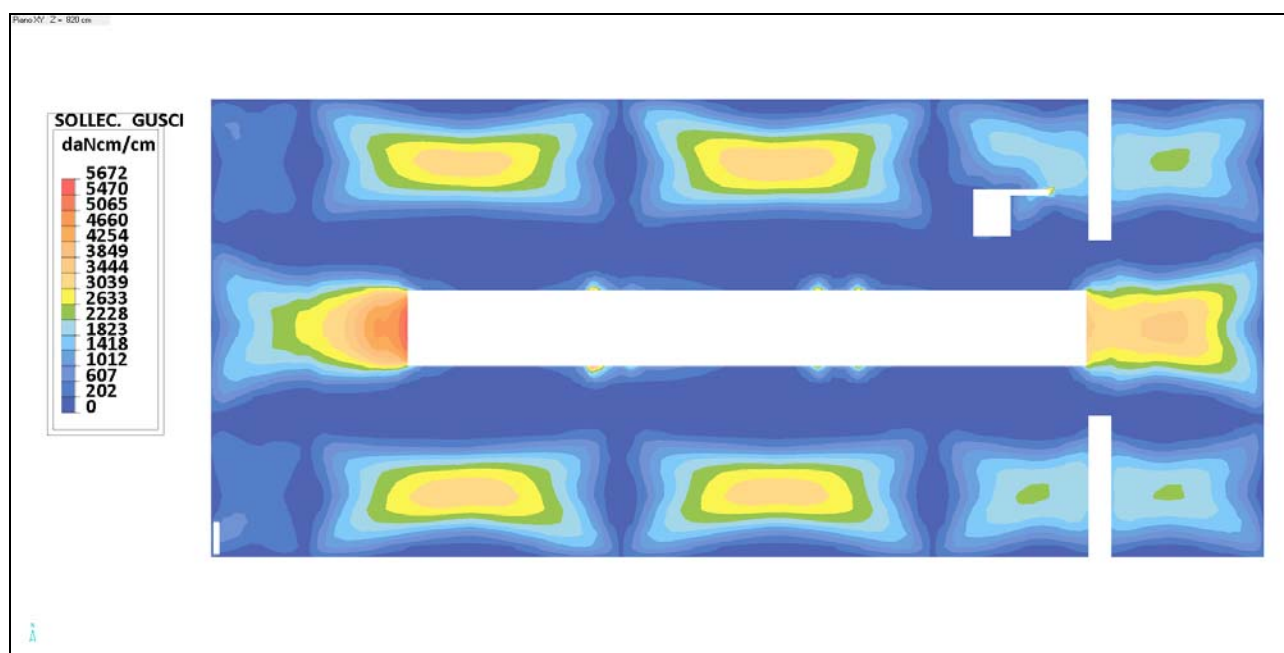
## Piano Secondo



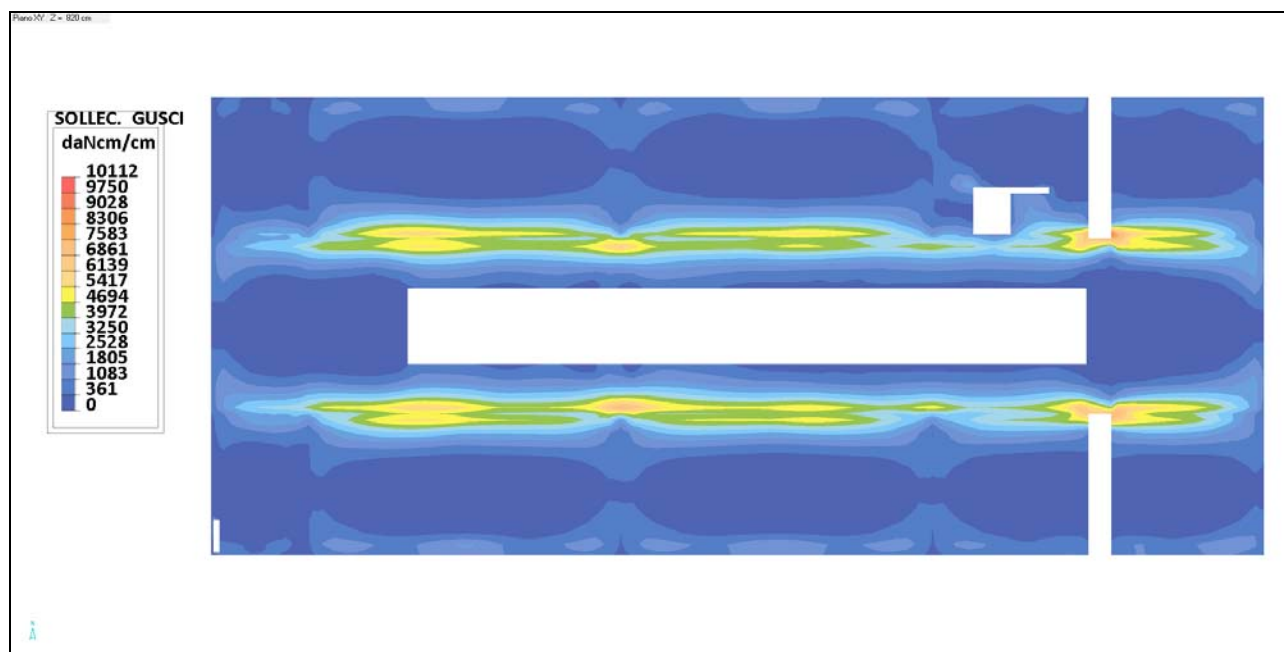
Sforzi di WOOD Mx inf



Sforzi di WOOD Mx sup



Sforzi di WOOD My inf



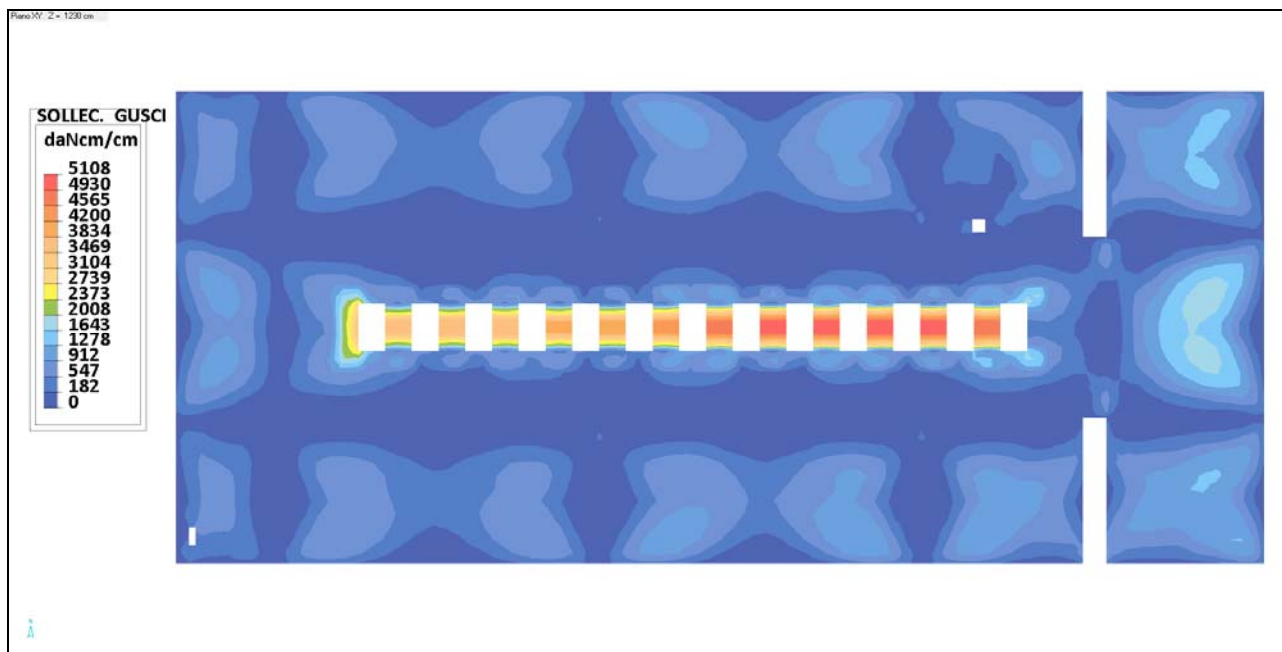
Sforzi di WOOD My sup



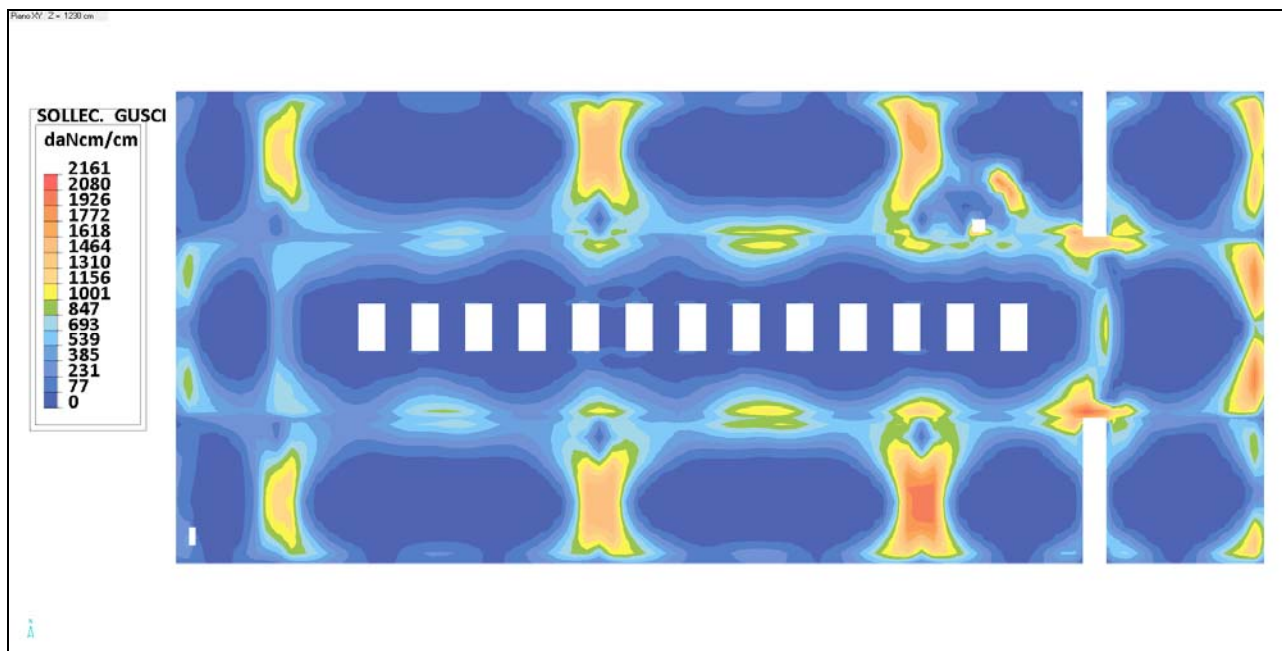
## Piano Copertura

N.B.

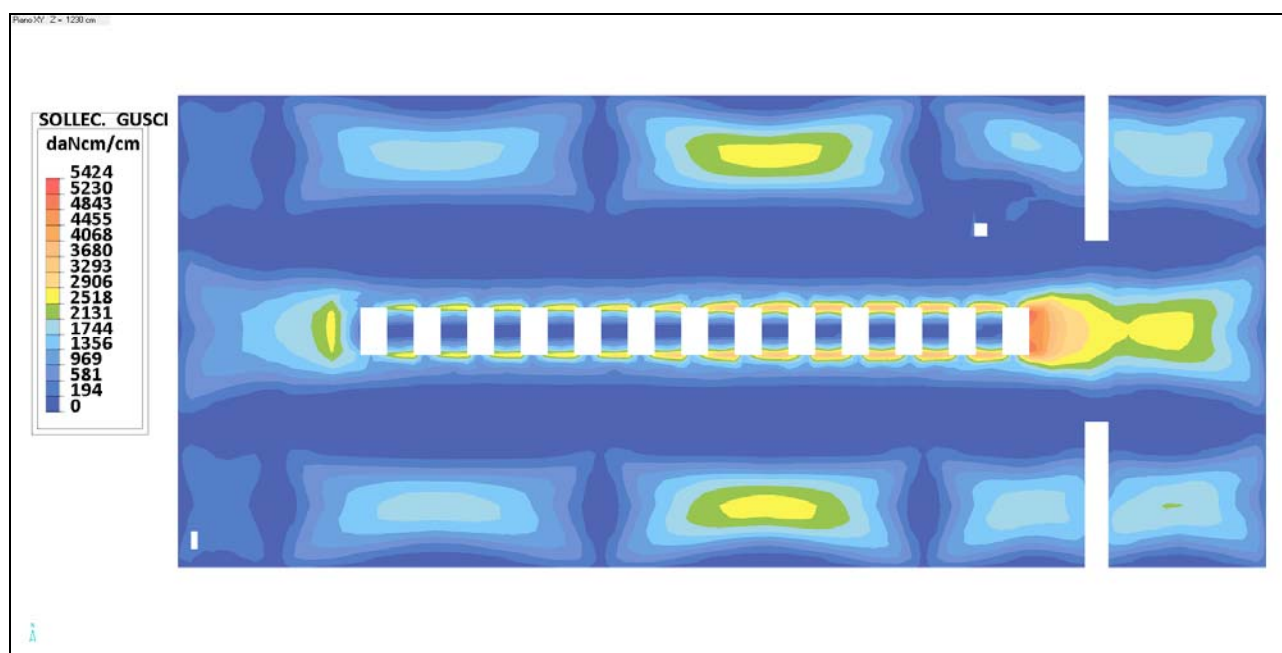
A favore di sicurezza le verifiche statiche sul solaio copertura sono state condotte utilizzando un sovraccarico per le CTA pari a 200 daN/mq



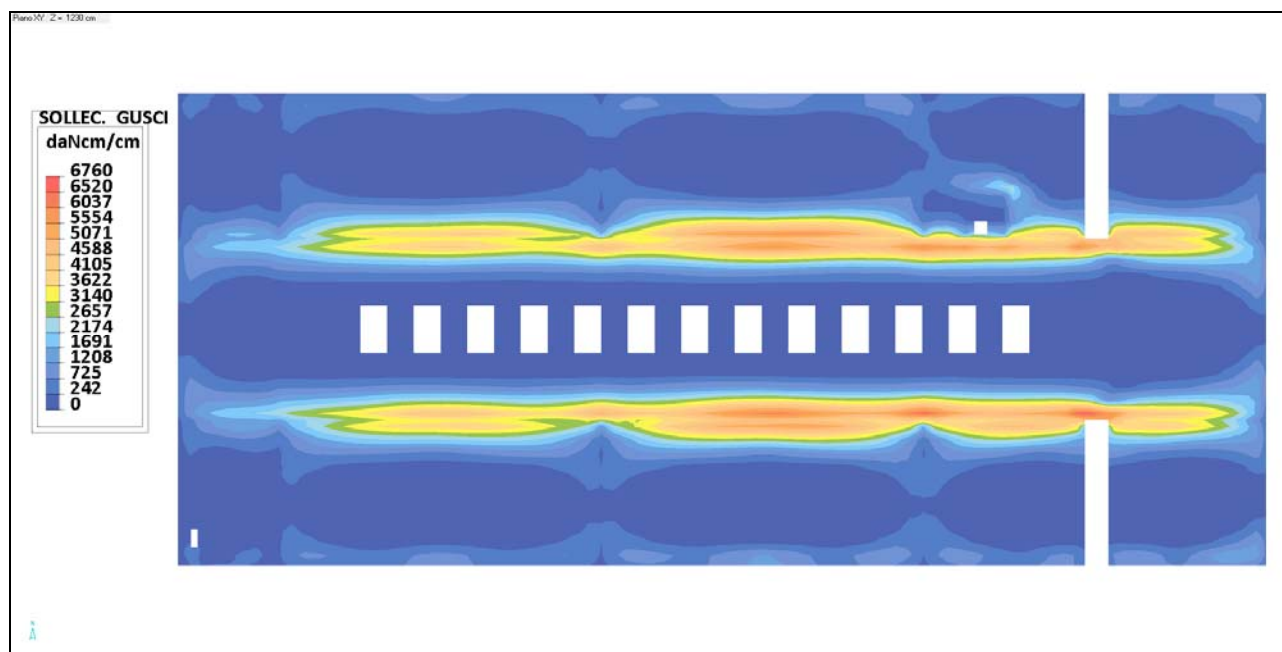
Sforzi di WOOD Mx inf



Sforzi di WOOD Mx sup



Sforzi di WOOD My inf



Sforzi di WOOD My sup

### Solaio piano terra

Il solaio del piano terra in elementi prefabbricati dovrà essere in grado di sostenere i carichi indicati nella presente relazione.

Si ha pertanto la seguente situazione di verifica:

- solaio costituito da elementi alveolari precompressi

Le sollecitazioni di calcolo, per una larghezza di solaio unitaria, sono di seguito indicate (nell'ipotesi di travi semplicemente appoggiate) (i carichi sono quelli ipotizzati nella presente relazione).

		Solaio piano terra	Solaio piano terra Zona accesso
Altezza elemento (ipotizzata)	he [cm]	35	35
Altezza cappa superiore	hs [cm]	5	5
Altezza totale	H [[cm]	40	40
Luce di calcolo	L [m]	9.0	9.0
Peso Proprio (ipotizzato)	PP [daN/mq]	650	650
Permanenti Totali	Perm. [daN/mq]	150	450
Variabili (C3)	Acc. [daN/mq]	500	500
Momento a SLU (Compreso Peso Proprio)	Mt [daNm]	20.000	24.000
Momento a SLU (Utile)	Mu [daNm]	11.000	15.000
Taglio a SLU (Compreso Peso Proprio)	Tt [daN]	9.000	11.000
Taglio a SLU (Utile)	Tu [daN]	5.000	6.500

## 9.2.2 Verifiche a Stato Limite di Esercizio

Di seguito si riportano in dettaglio le condizioni verificate.

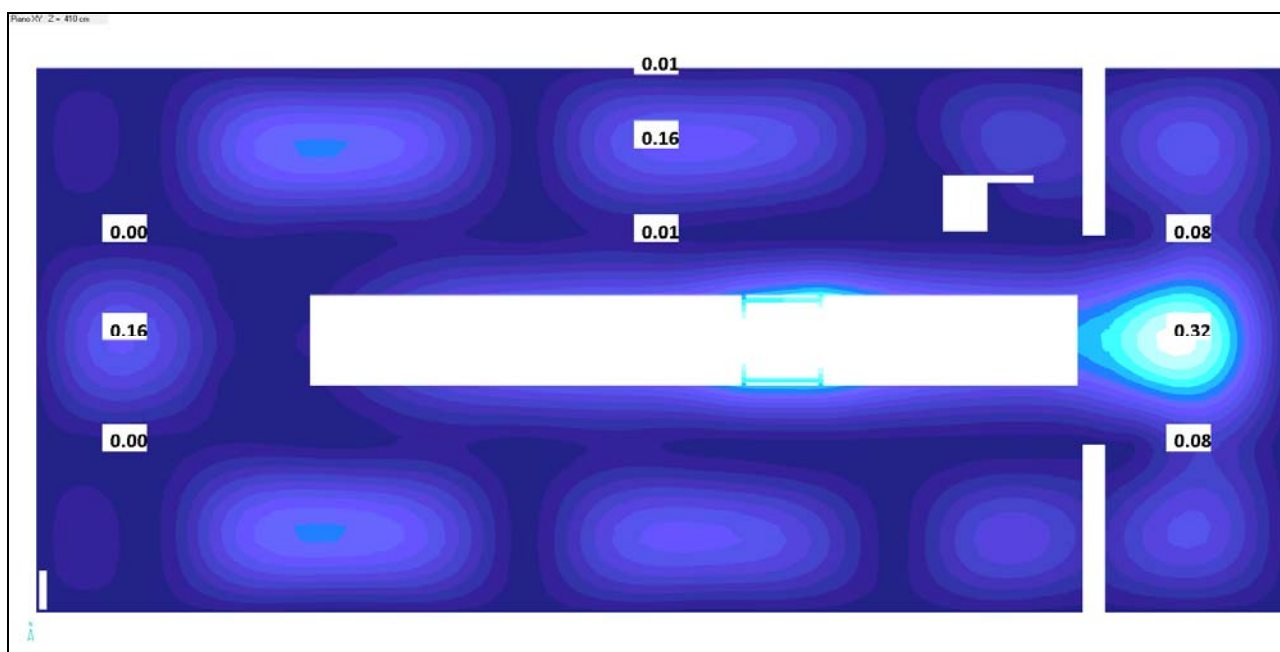
### Verifica di deformabilità (NTC18 4.1.2.2.2)

Come richiesto dalla Norma la deformazione della struttura deve essere congruente con le prestazioni richieste alla struttura anche in relazione alle destinazioni d'uso.

Nel progetto è stato utilizzato un valore di **1/500 della luce** nella condizione di carichi quasi permanenti (C18 4.1.2.2.2) (in tale verifica la freccia può essere depurata dei carichi permanenti) per tutti i solai.

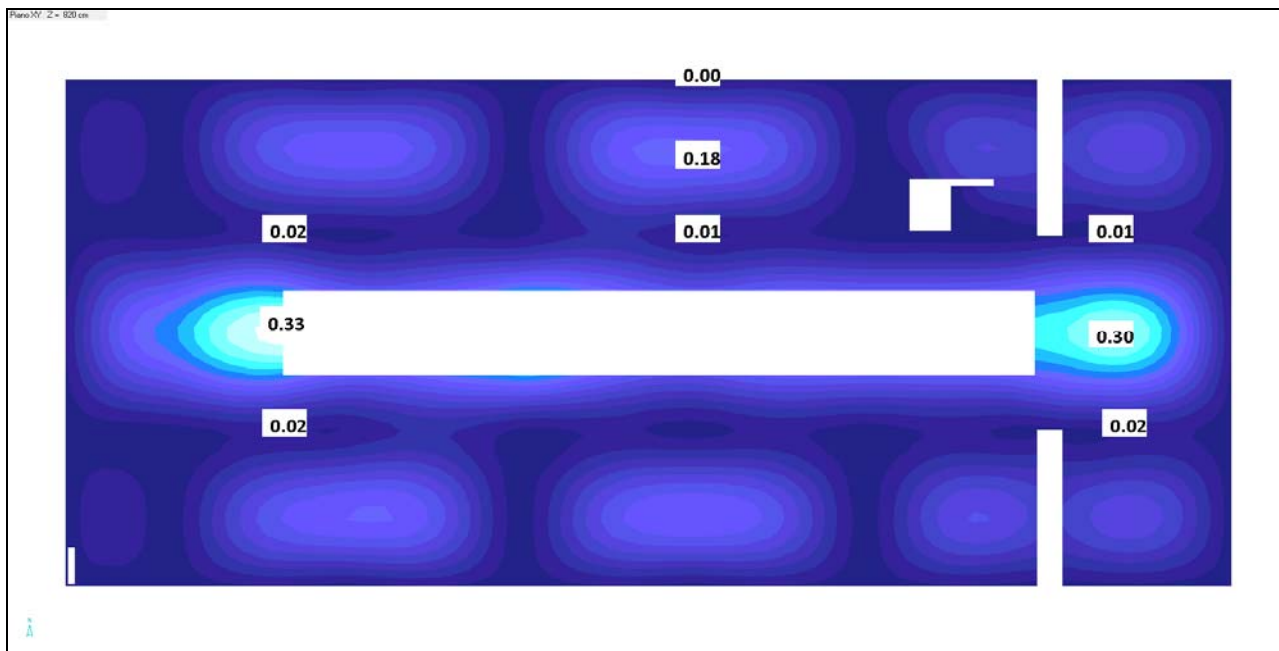
Di seguito si riportano i grafici delle deformazioni massime rispetto alla luce di calcolo nei tre solai della scuola.

### PIANO PRIMO



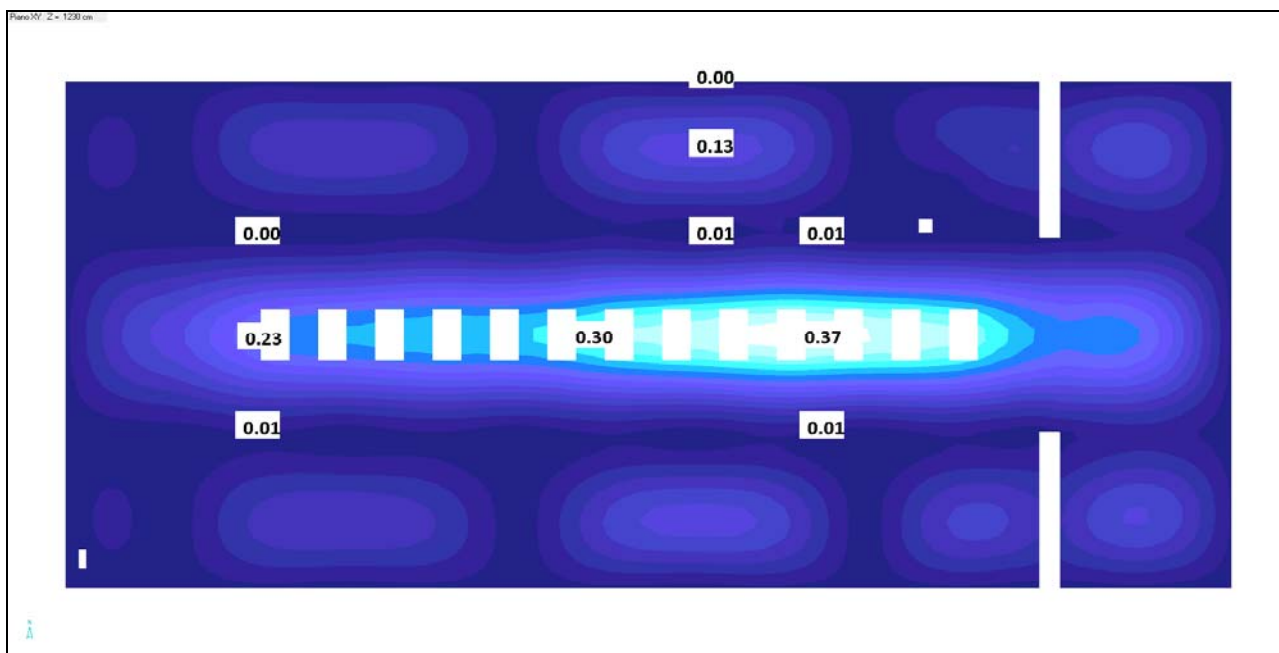
Deformazioni QP: Max = 0.24 cm Luce = 8.5 m Rapporto = 1/3541

## PIANO SECONDO



Deformazioni QP: Max = 0.31 cm Luce = 8.5 m Rapporto = 1/2742

## PIANO COPERTURA



Deformazioni QP: Max = 0.36 cm Luce = 8.5 m Rapporto = 1/2361

### Verifica di fessurazione (NTC18 4.1.2.2.4)

Come consentito dalla Norma la verifica **dell'ampiezza di fessurazione** è stata condotta senza calcolo diretto. E' stata, pertanto, limitata la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura (C18 4.1.2.2.4.5).

In allegato i **risultati completi delle verifiche di fessurazione** dei solai in cemento armato.

### Verifica delle tensioni di esercizio (NTC18 4.1.2.2.5)

Sono state verificate che le tensioni nelle combinazioni caratteristica e quasi permanente siano sempre inferiori ai valori consentiti dalle NTC18 4.1.2.2.5.1 e 4.1.2.2.5.2.

In allegato i **risultati completi delle verifiche di resistenza** dei solai in cemento armato.

## 9.3 Verifiche elementi in carpenteria metallica interni

Visto la tipologia di struttura sono state condotte verifiche in condizioni statiche e sismiche dei cosciali e delle passerelle con un modello specifico mentre le passerella sono state anche inserite all'interno del modello completo per valutarne l'interazione con il resto della struttura.

Come per i solai i carichi sono stati assegnati secondo tre differenti schemi per simulare la situazione con carichi asimmetrici, ovvero:

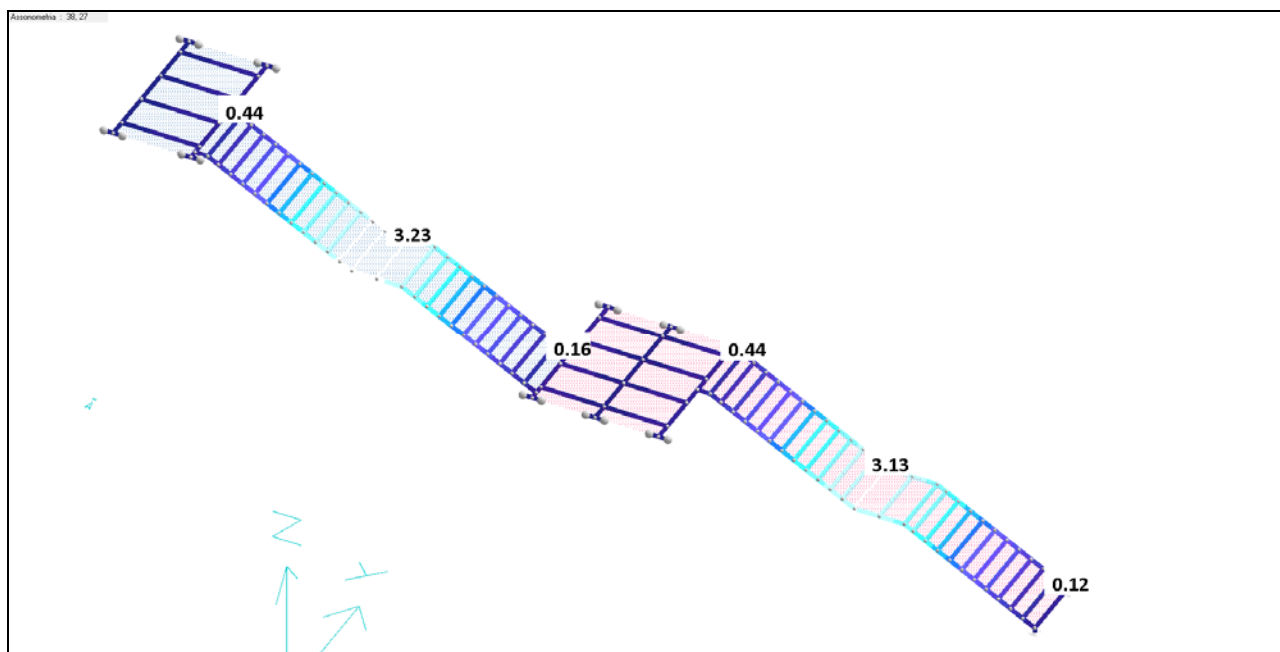
- SLU Rampa 1 + Rampa 2 con carichi variabili applicati su tutta la struttura contemporaneamente
- SLU Rampa 1 e SLU Rampa 2 con carichi variabili applicati solo su una delle due rampe

### Risultati analisi Sismica

Per la verifica in condizioni sismiche il fattore di struttura utilizzato è, anche in questo caso pari, a  $q = 1.5$  e la Classe d'Uso impostata è la III (in allegato sono riportati i risultati completi dell'analisi dinamica modale)

**L'analisi dinamica modale** ha generato 18 autovettori con l'attivazione di più dell'85% della massa totale della struttura della scala (NTC18 7.3.3.1).

Gli spostamenti orizzontali laterali per effetto del sisma (a SLV) sono pari a 5 cm ma non comportano interferenze con la struttura della scuola in quanto il movimento massimo è in mezzeria della scala e pertanto in una zona completamente libera.



Spostamenti Y [cm] (Combinazione SLU Sisma Y) (il valore visualizzato deve essere moltiplicato  $\mu d$ )



In allegato sono riportati i risultati completi relativi a:

- **analisi dinamica modale**
- **analisi statica lineare** per la valutazione del momento torcente addizionale

### 9.3.1 Verifiche a Stato Limite Ultimo

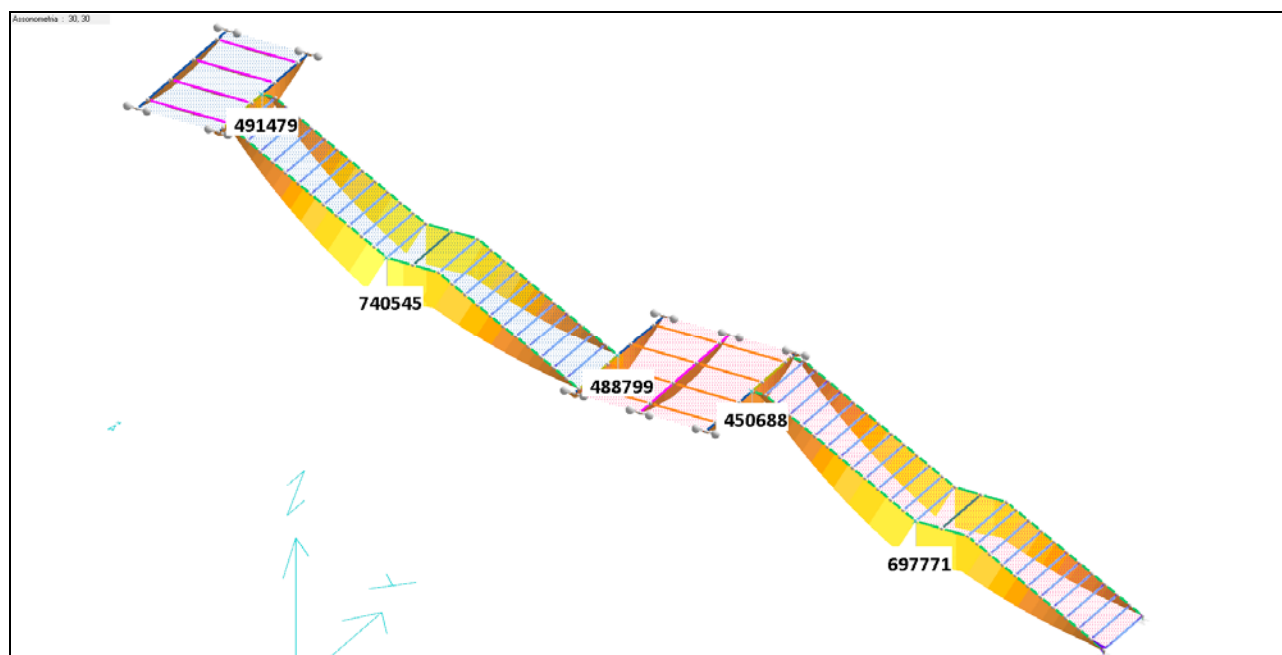
#### Resistenza delle strutture (NTC18 4.2.4)

Le verifiche di resistenza sono state condotte per valutare il grado di sicurezza nelle condizioni di progetto.

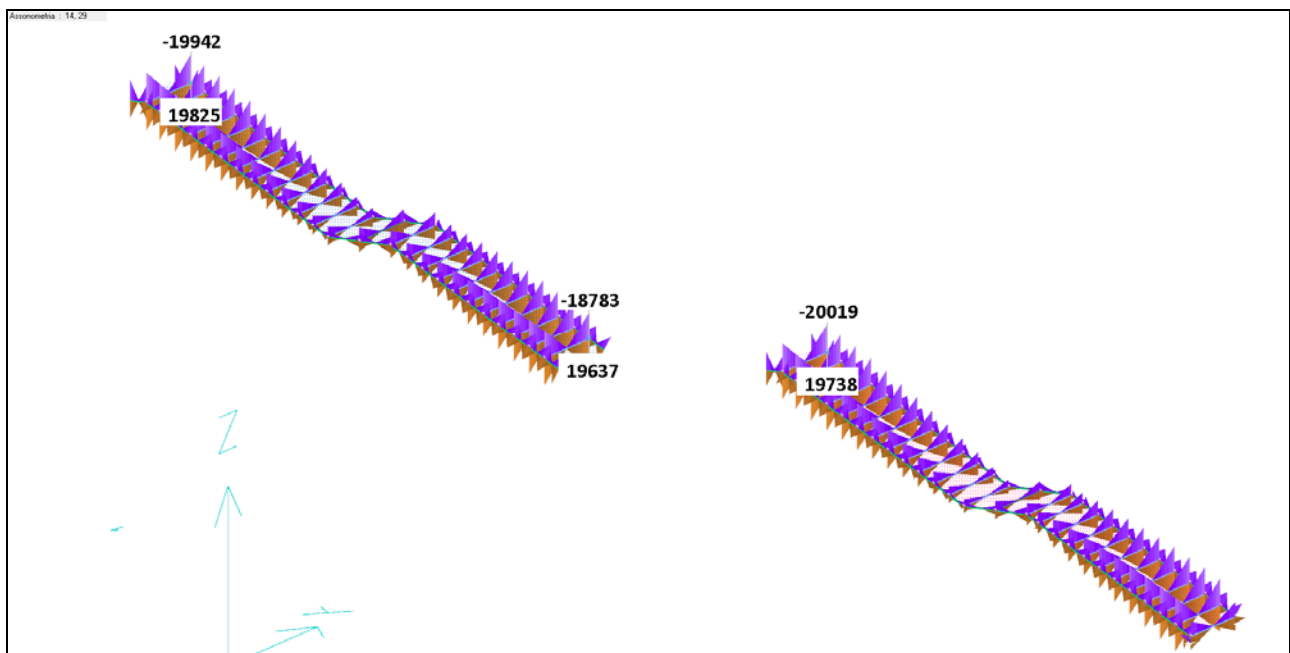
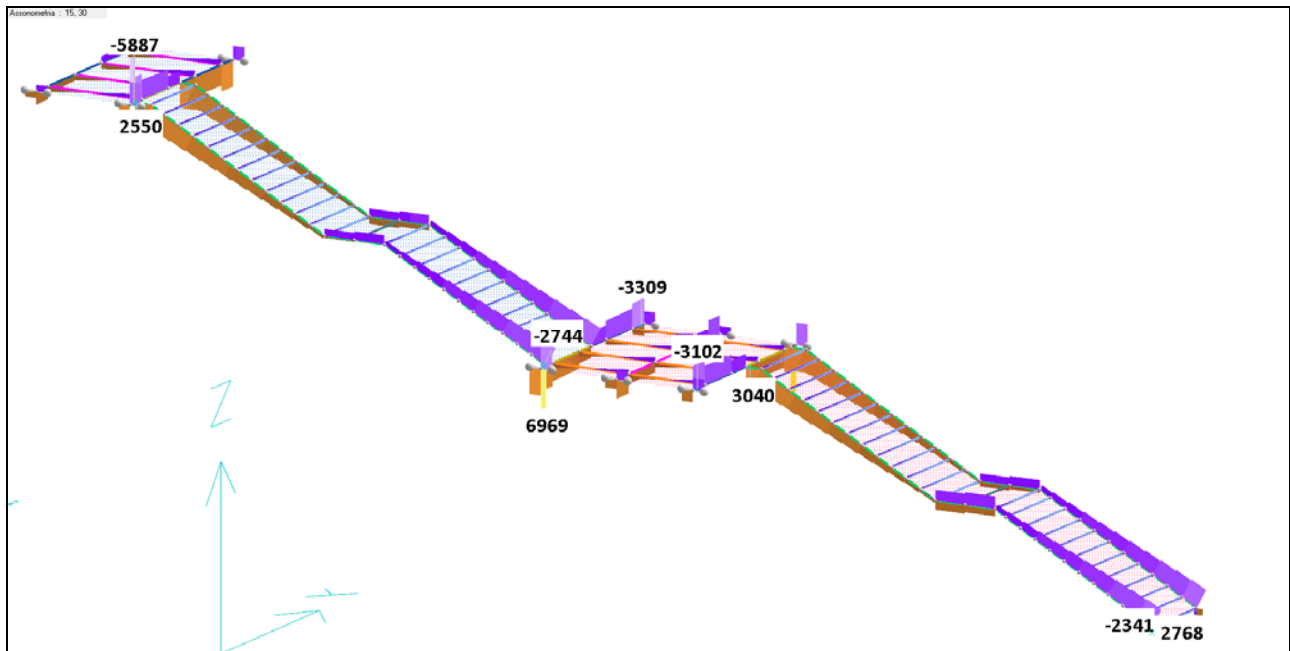
Come si può notare dall'andamento dei momenti i profili principali (cosciali della scala e delle passerelle) sono stati tutti considerati incernierati. Le alzate dei gradini sono stati invece incastrati per ottenere l'effetto di controventamento laterale (il relativo collegamento è stato ovviamente dimensionato per ottenere l'effetto ipotizzato nel modello).

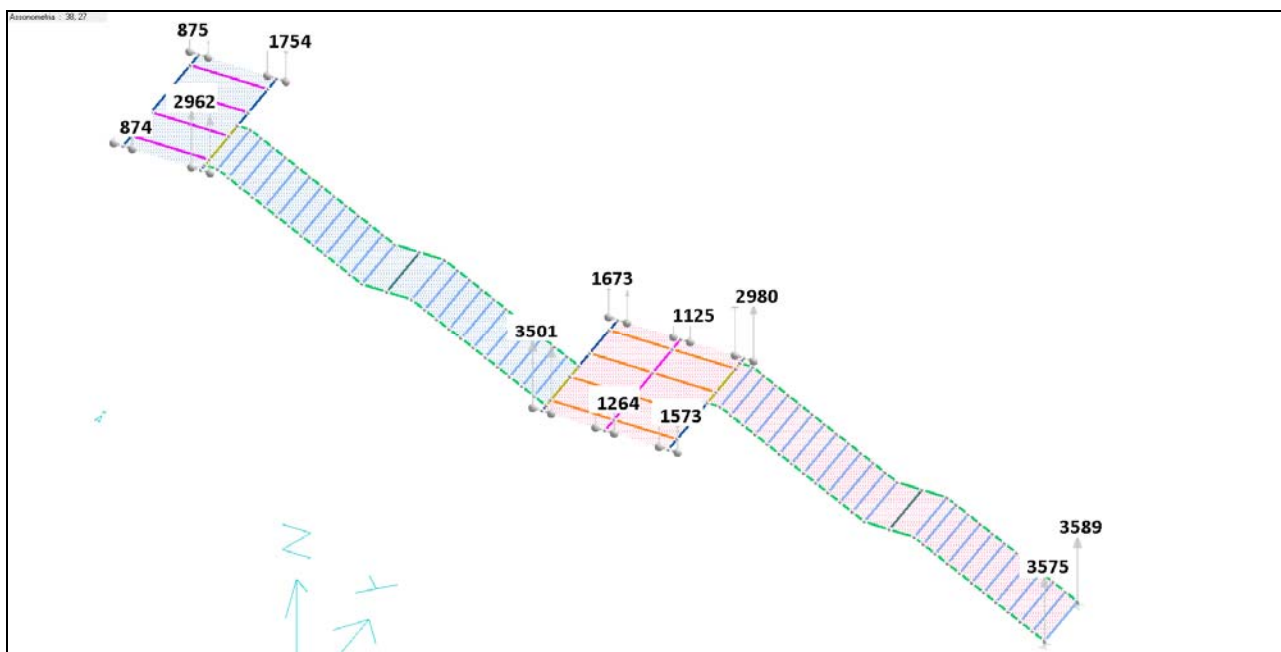
La geometria dei profili utilizzati è chiaramente quella riportata nelle tavole progettuali (per le caratteristiche strutturali quali momento di inerzia e modulo di resistenza si vedano gli allegati di calcolo).

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche in forma grafica degli elementi in acciaio (**in allegato i dettagli dei calcoli**).



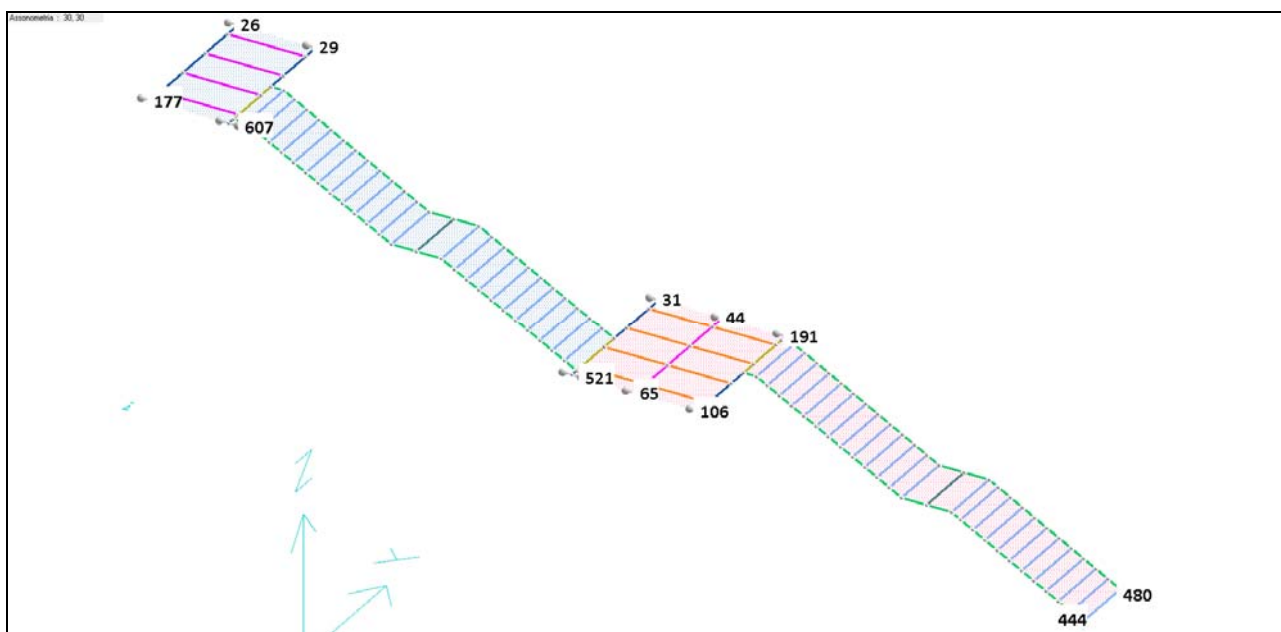
Andamento dei momenti nei cosciali (daNcm)





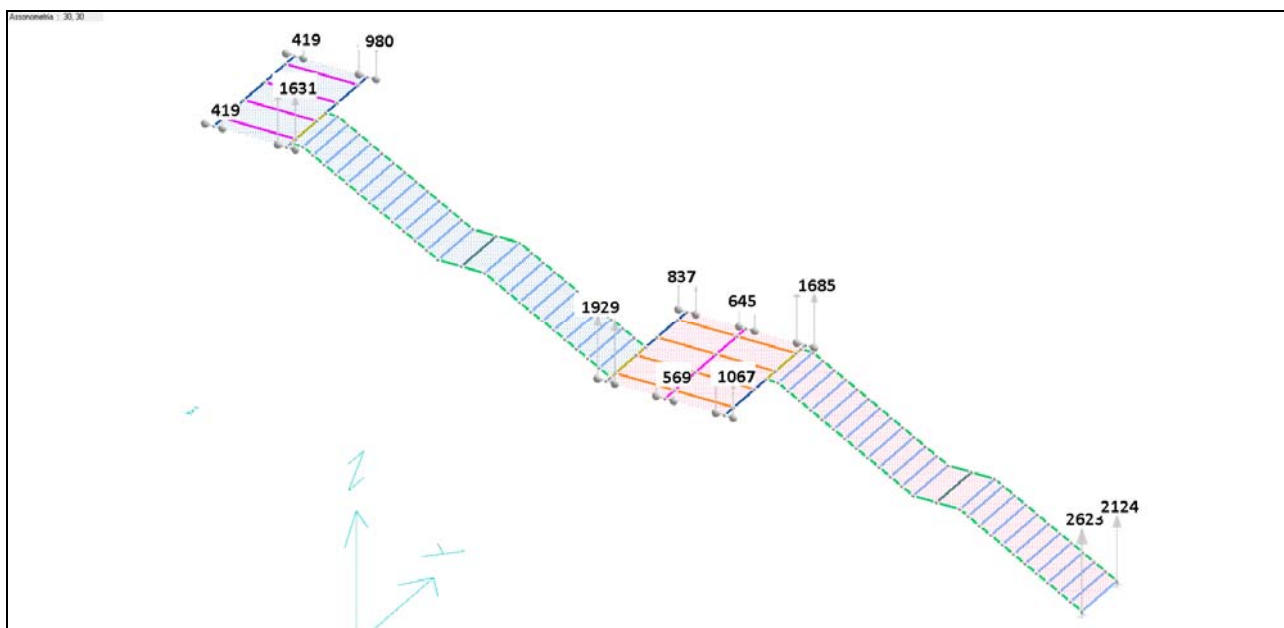
Reazioni vincolari nei punti di aggancio (Taglio verticale in daN) (SLU statico)

(I valori riportati relativi agli agganci agli sbalzi dei solai sono da moltiplicare per due in quanto per motivi di visualizzazione grafica è stato riportato uno solo della coppia di valori).



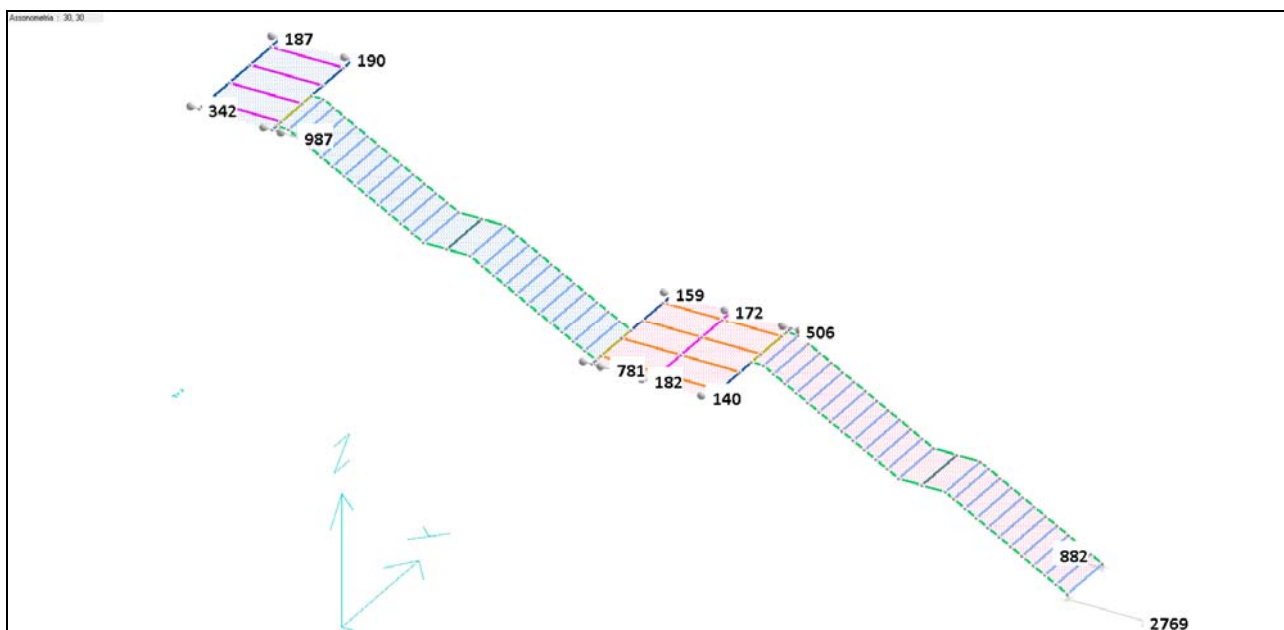
Reazioni vincolari nei punti di aggancio (Taglio orizzontale in daN) (SLU statico)

(I valori riportati relativi agli agganci agli sbalzi dei solai sono da moltiplicare per due in quanto per motivi di visualizzazione grafica è stato riportato uno solo della coppia di valori).



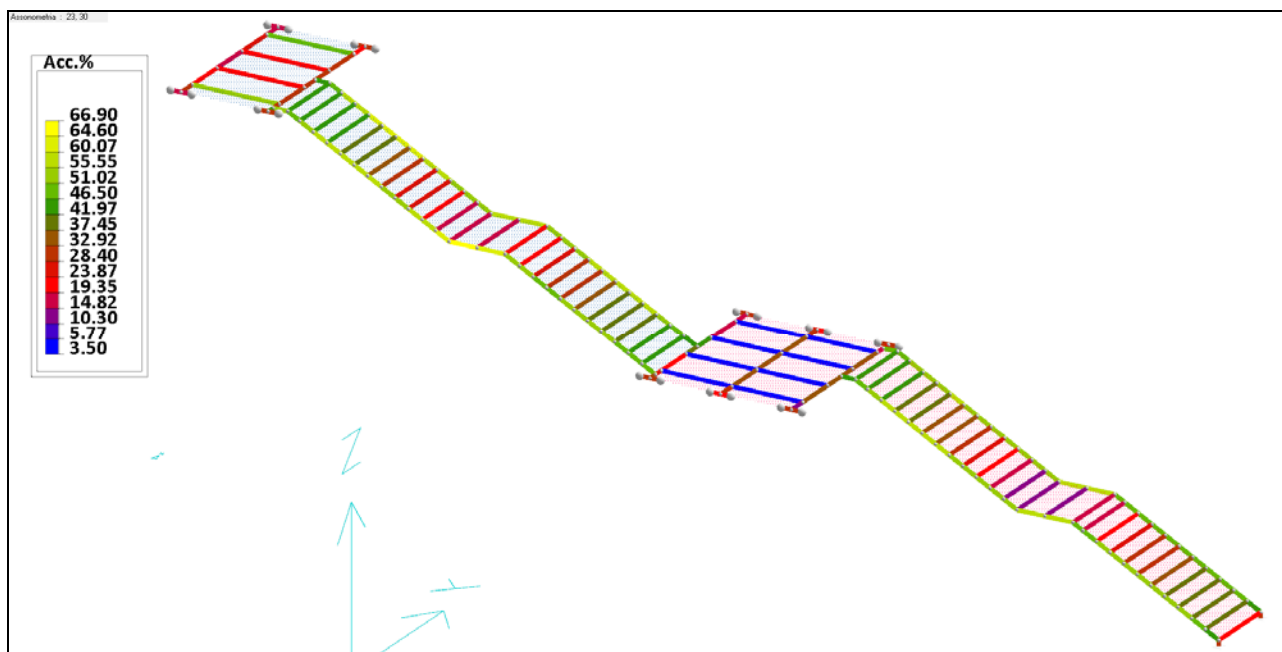
Reazioni vincolari nei punti di aggancio (Taglio verticale in daN) (SLU sismico)

(I valori riportati relativi agli agganci agli sbalzi dei solai sono da moltiplicare per due in quanto per motivi di visualizzazione grafica è stato riportato uno solo della coppia di valori).



Reazioni vincolari nei punti di aggancio (Taglio orizzontale in daN) (SLU sismico)

(I valori riportati relativi agli agganci agli sbalzi dei solai sono da moltiplicare per due in quanto per motivi di visualizzazione grafica è stato riportato uno solo della coppia di valori).



Tasso di lavoro acciaio [%]

Il **parapetto ed il relativo aggancio** sono stati dimensionati per resistere ad una spinta orizzontale di 300 daN/ml (cat. C3 NTC18 3.1.4).

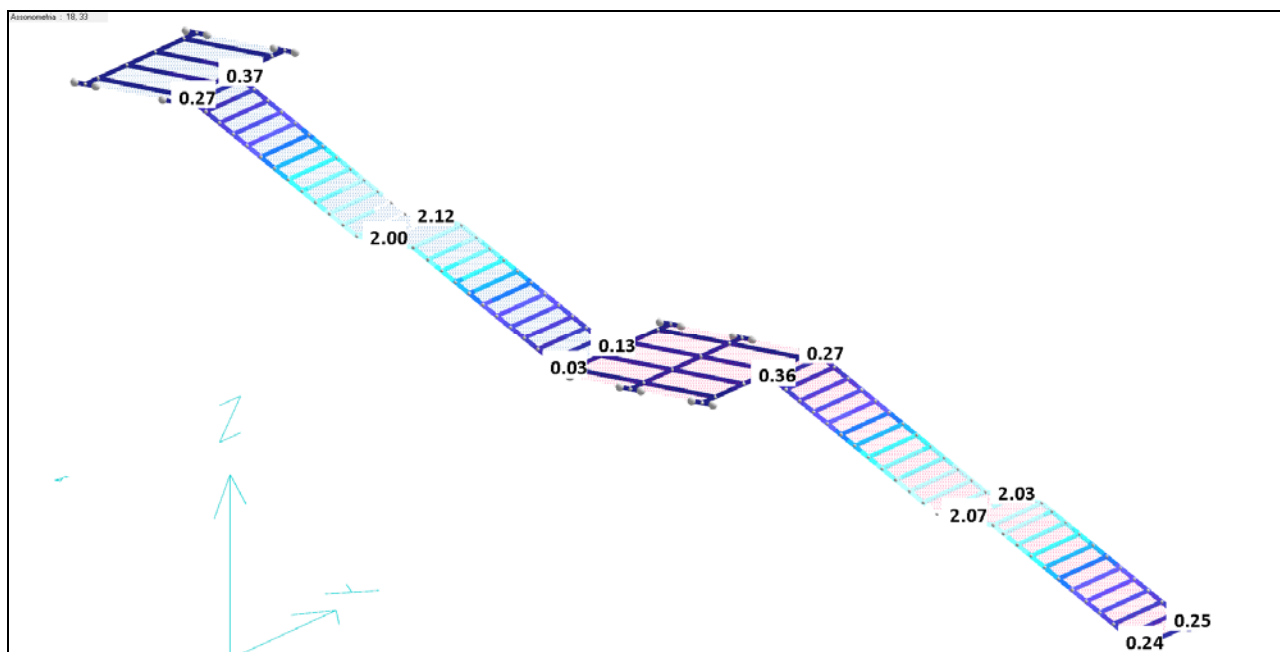
In allegato i **risultati delle verifiche**.

### 9.3.2 Verifiche a Stato Limite di Esercizio

#### Spostamenti verticali ed orizzontali (NTC18 4.2.4.2.1)

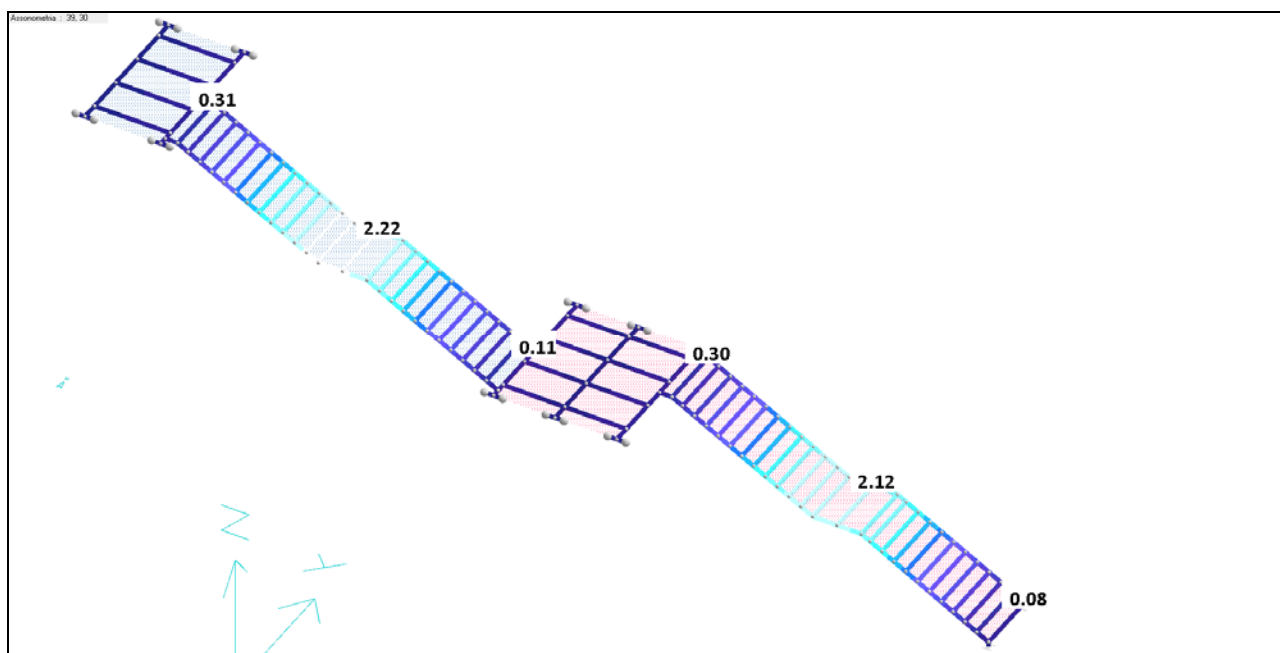
Come richiesto dalla Norma la deformazione della struttura sono da definirsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto, delle caratteristiche degli elementi gravanti sull'elemento e delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità.

Per gli abbassamenti dei profili della scala è stato adottato il limite di **1/250 della luce** per le deformazioni in condizioni caratteristiche. (Nel caso di sbalzi si usa il doppio della luce).



Spostamento verticale della scala nella condizione di carico Rara.  
 Abbassamento massimo 2.0 cm Luce 900 cm Rapporto = 1/450)

Per quanto riguarda le condizioni a SLD gli spostamenti massimi sono invece pari a 2.22 cm.



Spostamento Y (Combinazione SLD Sisma Y)  
 Spostamento massimo 2.11 cm Luce 900 cm Rapporto = 1/428)

## 9.4 Verifiche elementi in carpenteria metallica esterni

Le strutture delle due scale di sicurezza esterne sono state inserite nel modello completo per valutare il loro comportamento e la loro influenza sull'edificio.

### Resistenza delle strutture (NTC18 4.2.4)

Le verifiche di resistenza sono state condotte per valutare il grado di sicurezza nelle condizioni di progetto.



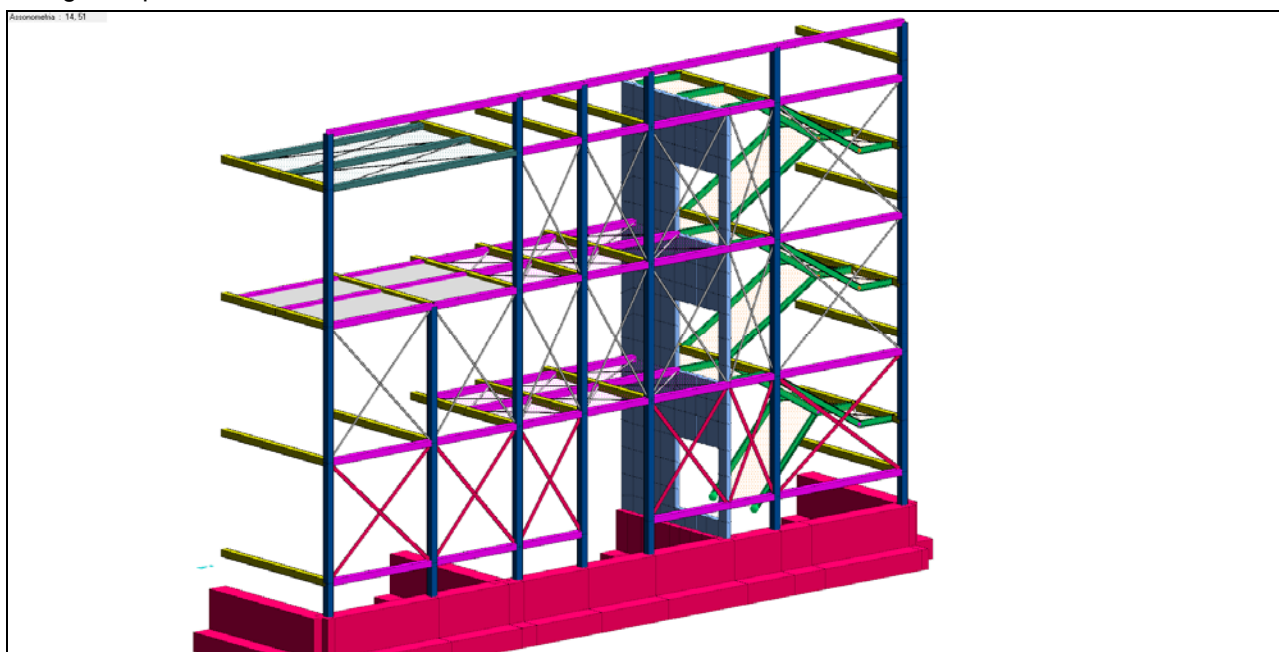
Di seguito si riportano i risultati delle verifiche, più significative, in forma grafica degli elementi in acciaio (**in allegato i dettagli dei calcoli**). (Dato che le due scale sono sostanzialmente uguali si riportano di seguito i risultati sulla scala Est che risulta, per la geometria dell'edificio e per la presenza di una rampa in più, quella maggiormente sollecitata).

La struttura è stata inserita nel modello completo dell'edificio per cui le analisi sismiche riportate nella descrizione dell'edificio comprendono anche le strutture in carpenteria metalliche esterne.

Al fine di evitare di avere nodi strutturali eccessivamente complessi e di difficile realizzazione in fase operativa lo schema statico ipotizzato (e conseguentemente dimensionato) è il seguente (profili scatolati secondo UNI EN 10210):

- montanti con scatolati 220x220x8 incastrati alla base
- controventi di facciata e di piano in piatti metallici 60x12 (120x12 nel caso della fila inferiore lato Est)
- scatolati orizzontali di facciata 200x200x5 incernierati agli estremi
- traversi di collegamento alla struttura dell'edificio 220x220x8 incernierati agli estremi
- rampe scale in UPN200

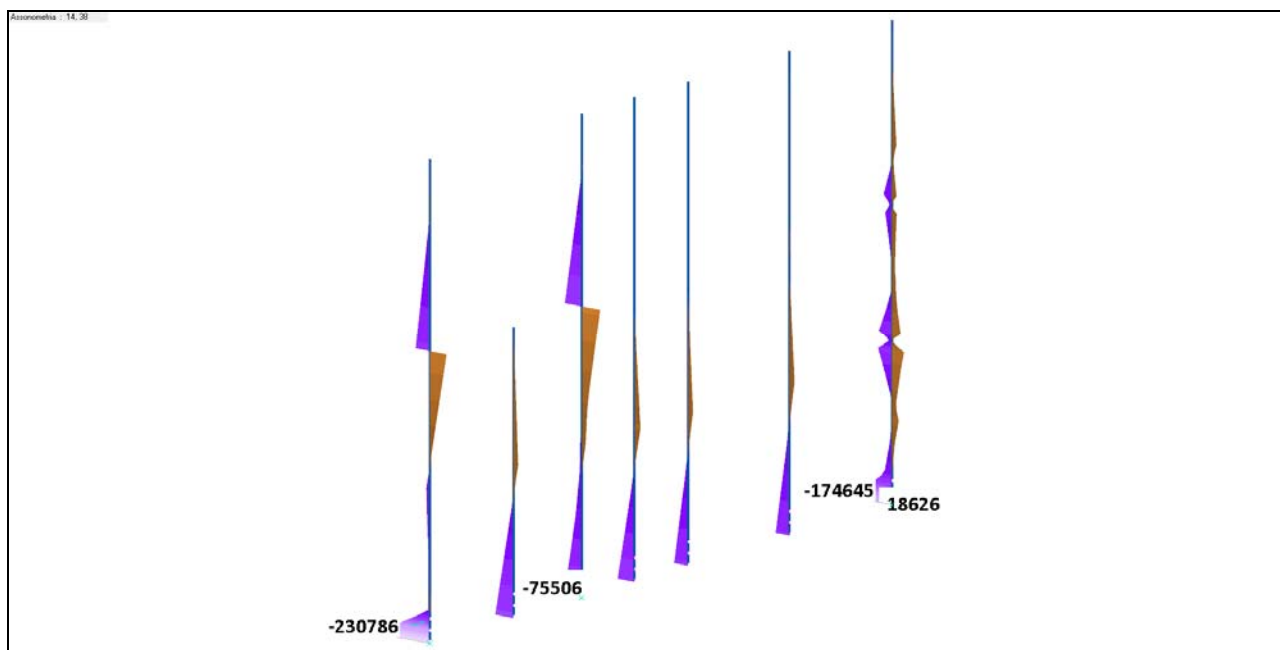
Da quanto indicato appare chiaro che l'effetto di controventamento nei confronti delle azioni sismiche è di fatto affidato all'incastro di base ed ai controventi di facciata così come risulterà evidente dalle sollecitazioni di seguito riportate.



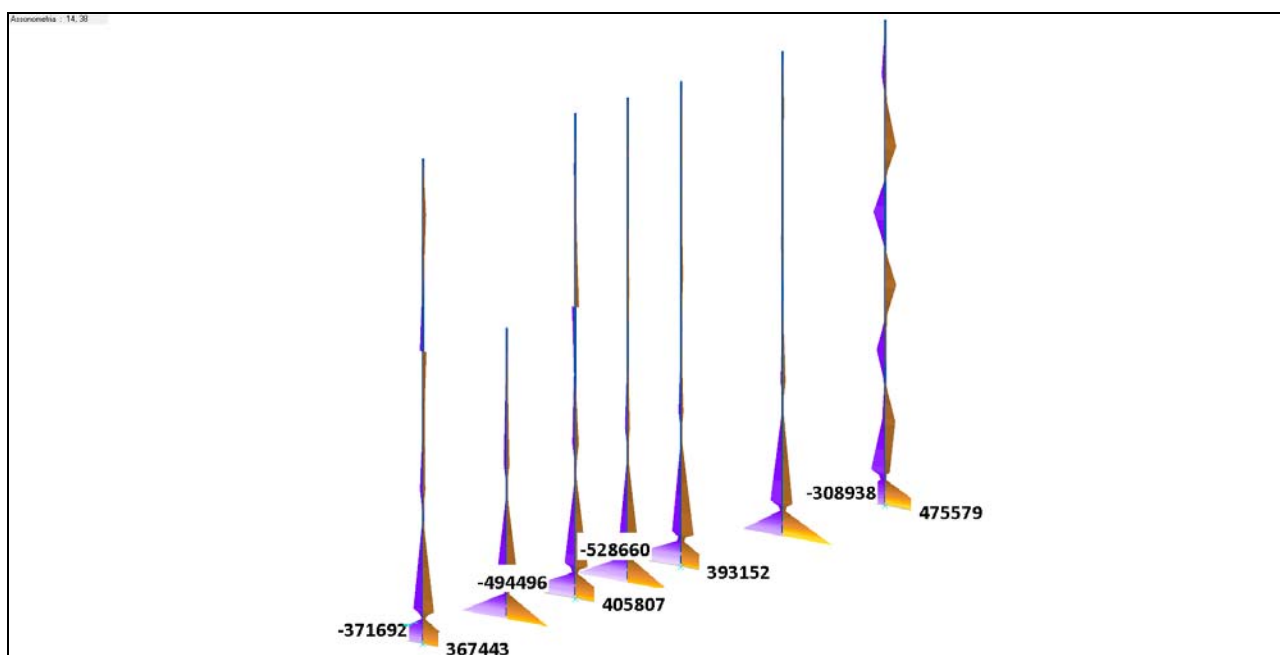
Vista assonometrica del modello della struttura metallica lato Est.

Gli elementi, come riportati in precedenza sono: montanti (blu), scatolati di facciata (magenta e verde scuro), controventi (bianchi e rossi), traversi di collegamento (giallo) e scala in acciaio (verde chiaro).

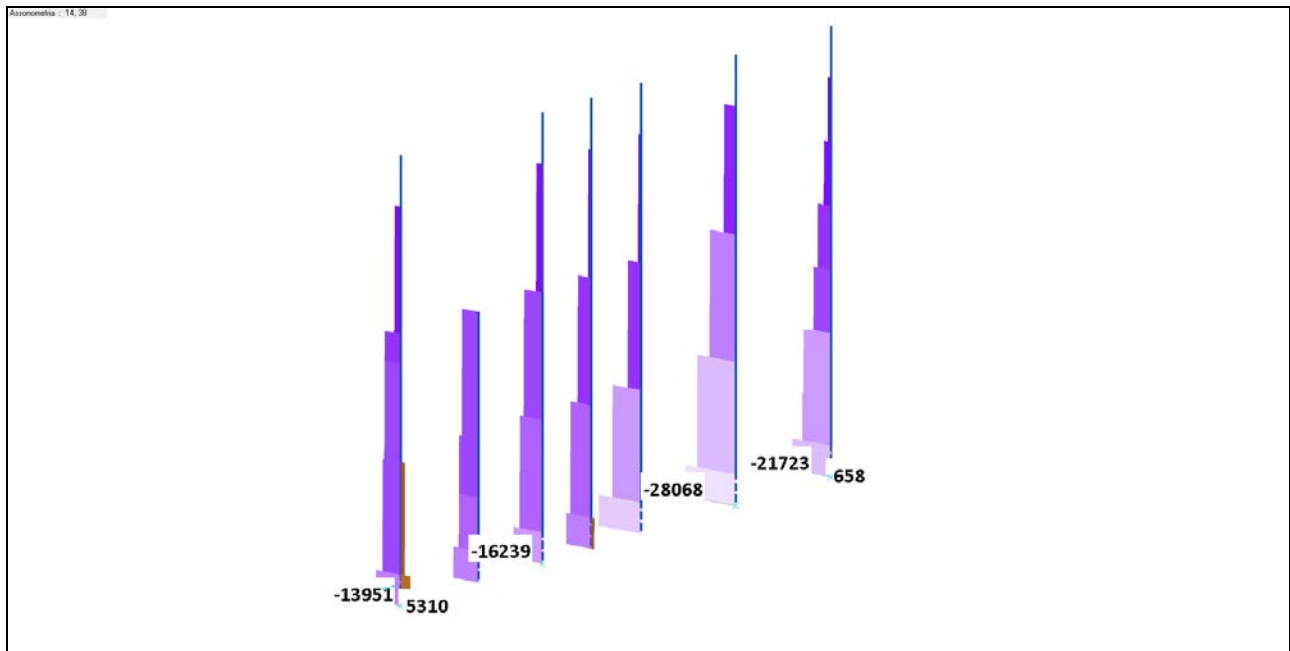
Di seguito si riportano i risultati più significativi delle verifiche in forma grafica degli elementi in acciaio (**in allegato i dettagli dei calcoli**).



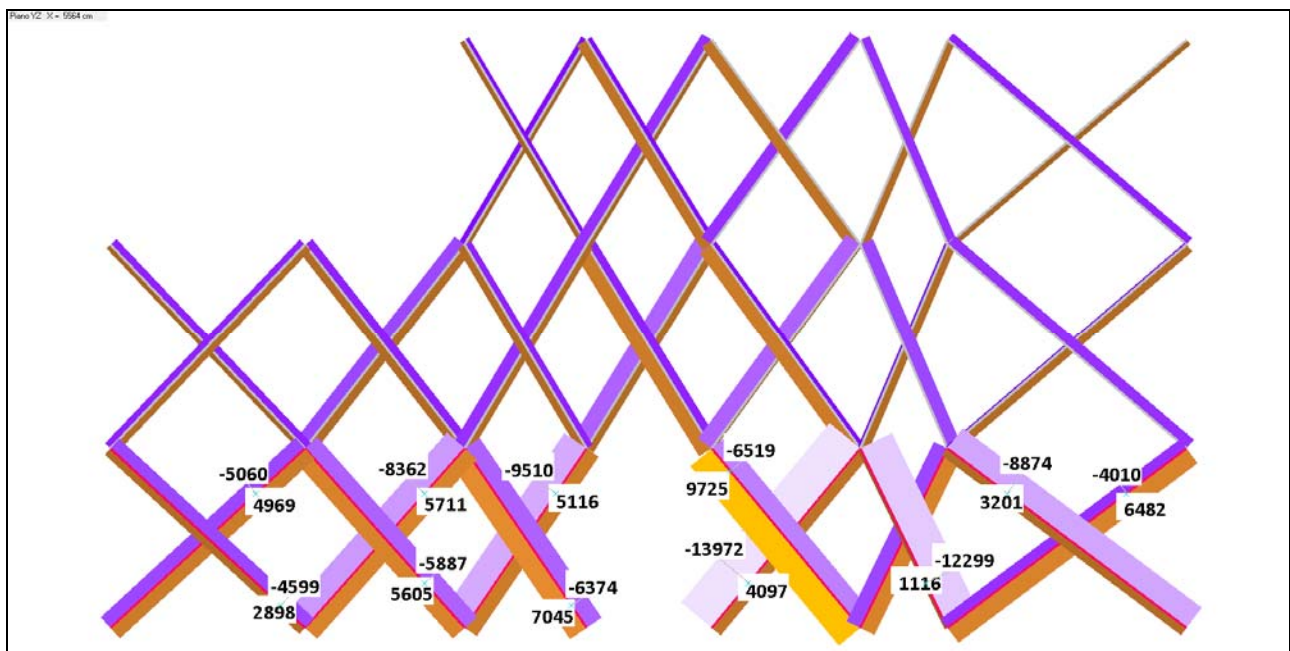
Andamento dei momenti (Mz) nei montanti verticali (daNcm)



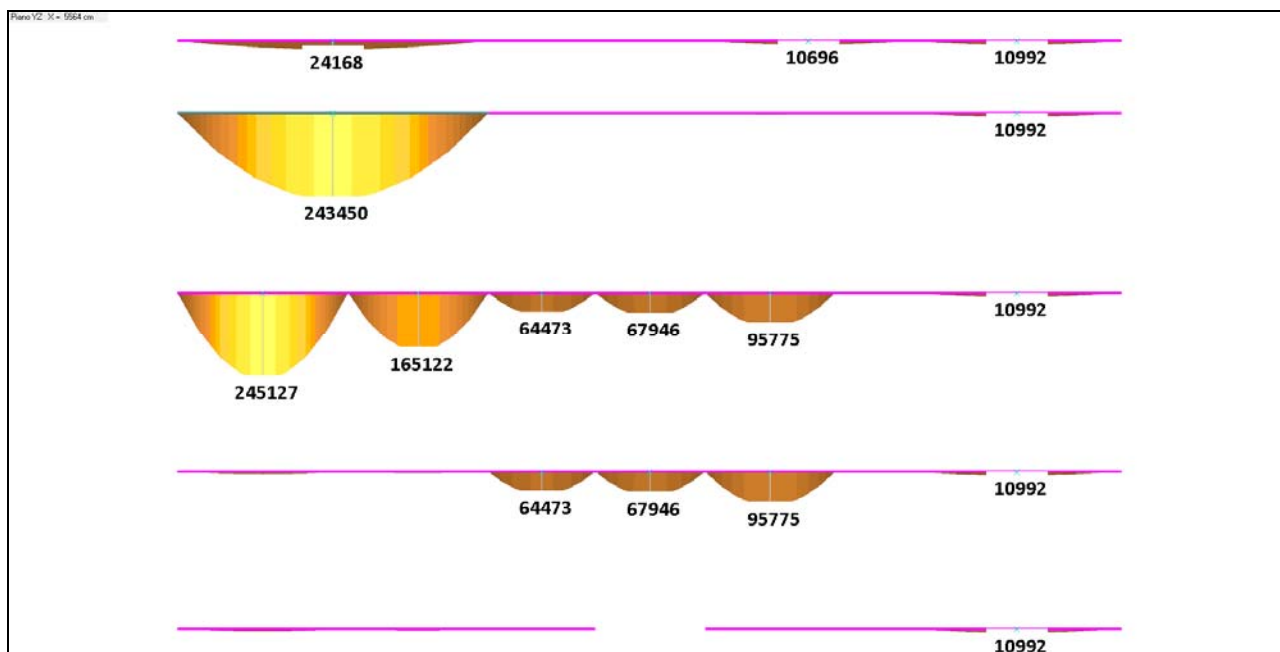
Andamento dei momenti (My) nei montanti verticali (daNcm)



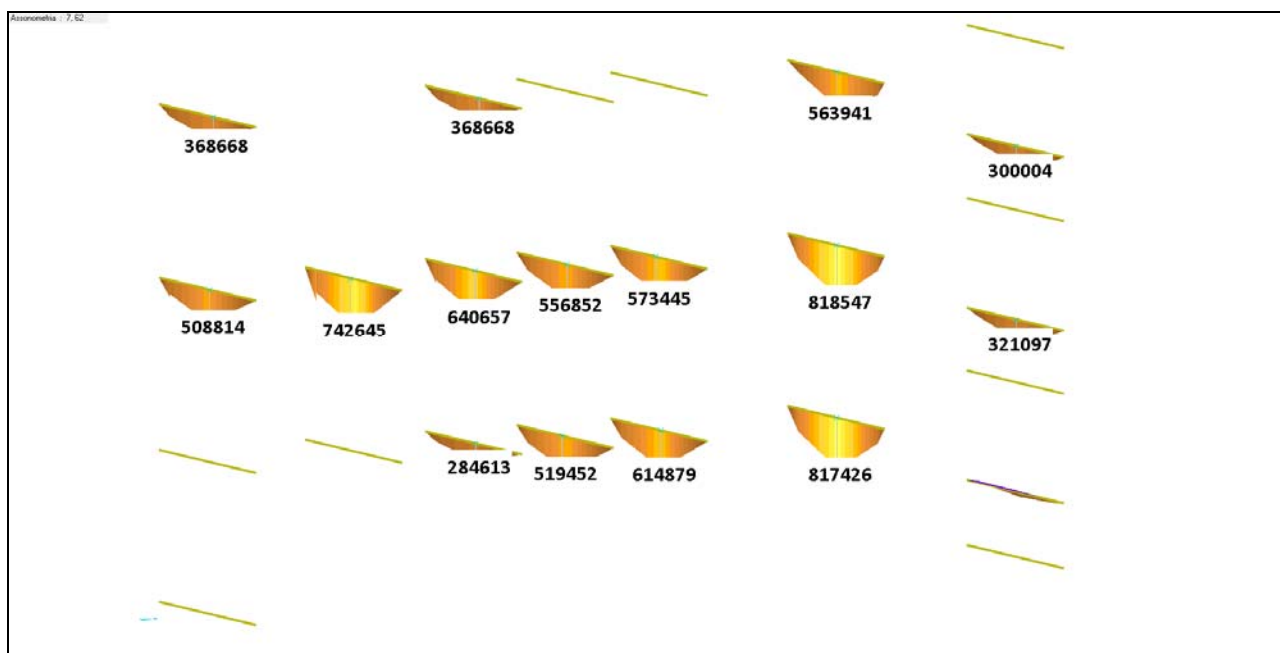
Andamento dello sforzo normale nei montanti verticali (daN)



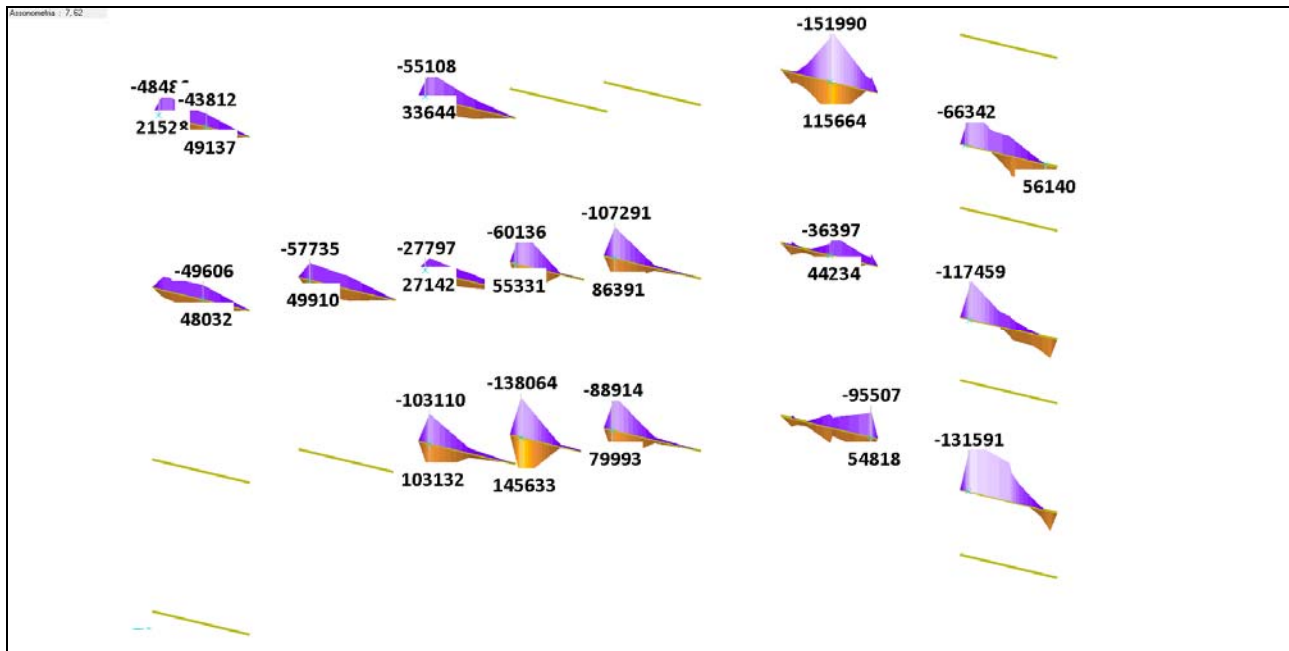
Andamento dello sforzo normale nei controventi di facciata (daN)



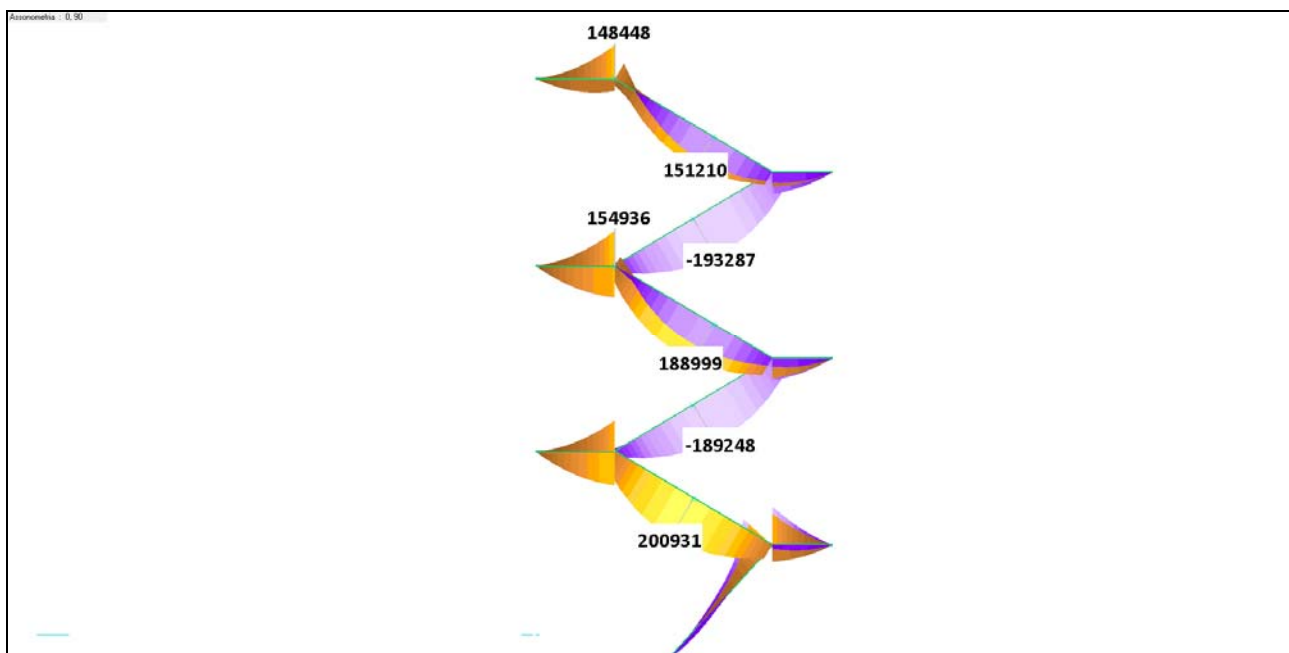
Andamento dei momenti ( $M_z$ ) negli scatolati di facciata (daNcm)



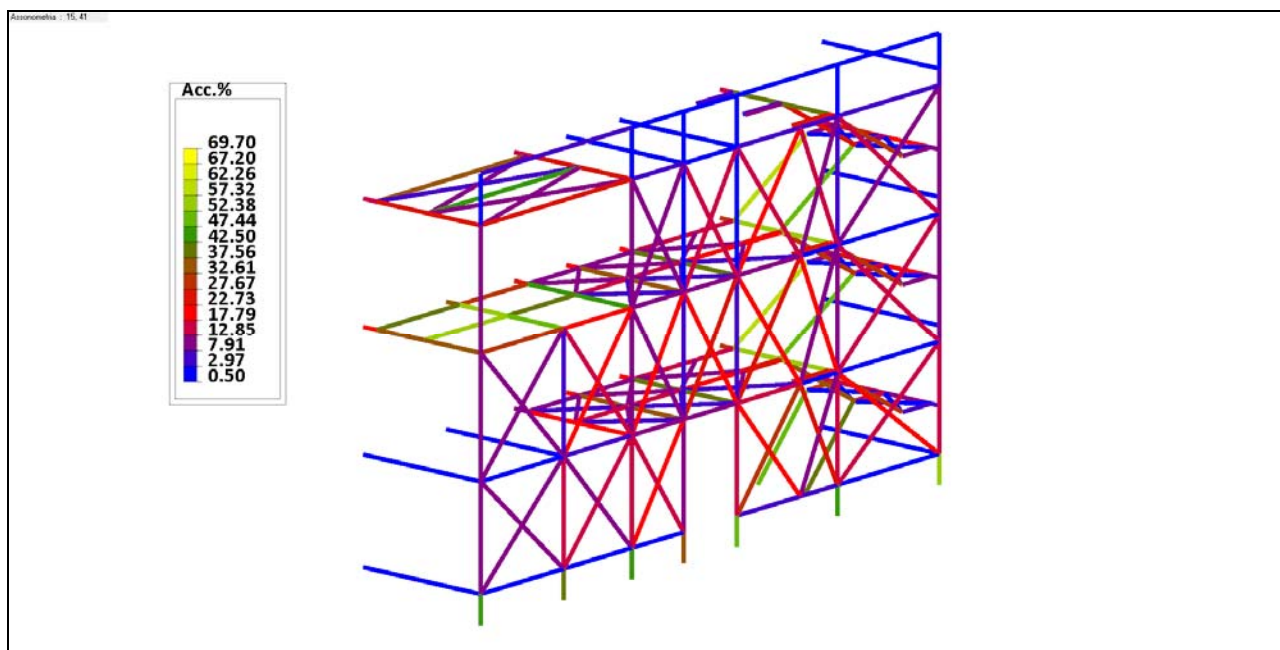
Andamento dei momenti ( $M_z$ ) nei traversi di collegamento (daNcm)



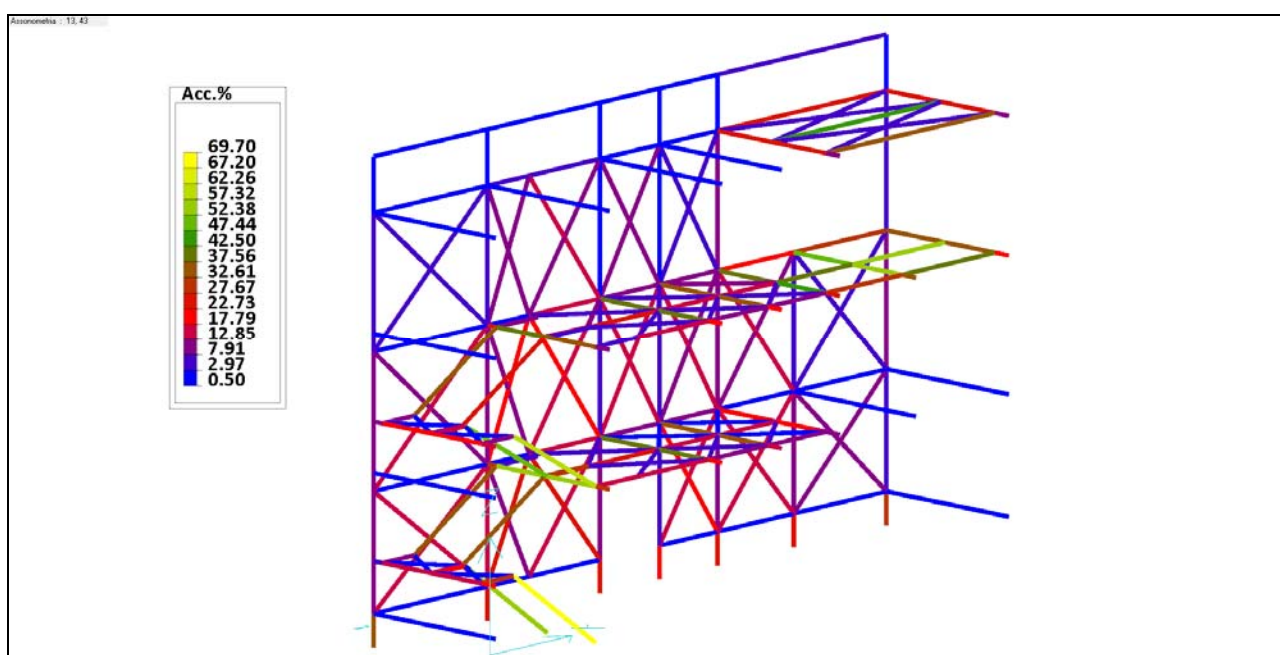
Andamento dei momenti ( $M_y$ ) nei traversi di collegamento (daNcm)



Andamento dei momenti ( $M_z$ ) nei cosciali della scala (daNcm)



Tasso di lavoro acciaio [%]. Scala Est



Tasso di lavoro acciaio [%]. Scala Ovest

Il **parapetto ed il relativo aggancio** sono stati dimensionati per resistere ad una spinta orizzontale di 200 daN/ml (cat. C NTC18 3.1.4).

#### 9.4.1 Verifiche a Stato Limite di Esercizio

##### Spostamenti verticali ed orizzontali (NTC18 4.2.4.2.1)

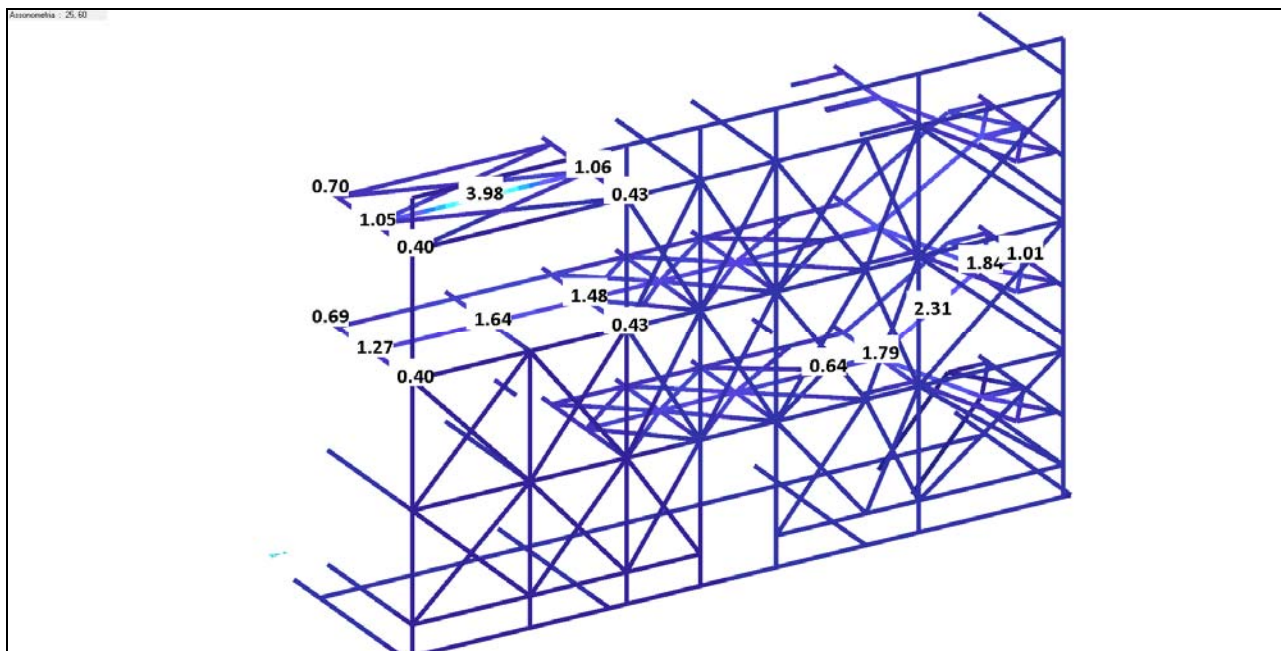
Come richiesto dalla Norma la deformazione della struttura sono da definirsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto, delle caratteristiche degli elementi gravanti sull'elemento e delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità.



Per gli abbassamenti della struttura esterna sono stati adottati i seguenti limiti (deformazioni in condizioni caratteristiche):

- **1/200 della luce** per la copertura superiore
- **1/250 della luce** per i solai e per le scale

(Nel caso di sbalzi si usa il doppio della luce).



Spostamento verticale della struttura nella condizione di carico Rara.

Abbassamento massimo copertura superiore: 2.93 cm (Luce 711 cm da cui  $2.9/711 = 1/242$ )

Abbassamento massimo solaio: 0.37 cm (Luce 711 cm da cui  $0.37/711 = 1/1921$ )

Abbassamento massimo scala: 1,67 cm (Luce 690 cm da cui  $1.67/690 = 1/413$ )

Per quanto riguarda lo **spostamento orizzontale del parapetto** (elemento strutturale secondario) il valore è riportato di seguito.

## 10 NOTE SU: NORMATIVA E CODICE DI CALCOLO

### 10.1 Normative di riferimento

L'analisi della struttura in oggetto e' stata fatta utilizzando i metodi usuali della Scienza delle Costruzioni ed in conformita' alle normative e leggi vigenti:

- Legge 5/11/1971 n. 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- D.P.R. 6/6/2001 n. 380: Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.
- Legge 2/2/1974 n. 64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- C.N.R. 10024/86 del 23/7/1986: Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo
- D.M. 14/2/1992: Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9/1/1996: Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 16/1/1996: Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi.
- D.M. 16/1/1996: Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- D.M. 17/1/2018: Norme tecniche per le costruzioni.
- Circ. Espl. 7 del 21/01/2019: Istruzioni per l'applicazione "dell'Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018
- Eurocodici attualmente vigenti
- Istruzioni CNR di pertinenza.

### 10.2 Schematizzazione della struttura e dei vincoli

La struttura e' stata schematizzata escludendo il contributo degli elementi aventi rigidezza e resistenza trascurabili a fronte dei principali. E' quindi stata considerata l'orditura a telaio tridimensionale, i solai ed i setti verticali ad elevata rigidezza (vano ascensore, setti in cls).

I plinti di fondazione vengono assimilati a vincoli elastici di cui e' fornita la costante di rigidezza. Le travi di fondazione sono schematizzate come poggianti su vincoli elastici distribuiti.

### 10.3 Modellazione della struttura e dei vincoli

La struttura e' modellata con il metodo degli elementi finiti, applicato a sistemi tridimensionali. Gli elementi utilizzati sono sia monodimensionali (trave con eventuali sconnessioni interne), che bidimensionali (piastre e membrane triangolari e quadrangolari). I vincoli sono considerati puntuali ed inseriti tramite le sei costanti di rigidezza elastica, oppure come elementi asta poggianti su suolo elastico. Le sezioni oggetto di verifica nelle travi sono stampate a passo costante; dei gusci si conoscono le sollecitazioni nel baricentro dell'elemento stesso.

### 10.4 Modellazione dei materiali

I materiali costituenti la struttura sono considerati elastici e con comportamento lineare. Le loro caratteristiche sono specificate nella stampa dei dati di input.

## 10.5 Individuazione del codice di calcolo

Per il calcolo delle sollecitazioni e per la verifica delle strutture si e' fatto ricorso all'elaboratore elettronico utilizzando il seguente programma di calcolo:

- DOLMEN per windows, versione 19 del 2019 prodotto, distribuito ed assistito dalla CDM DOLMEN srl, con sede in Torino, Via Drovetti 9/F
- IDENTIFICATIVO DELLA LICENZA: YJ59ODEHTI5K

Questa procedura e' sviluppata in ambiente Windows, ed e' stata scritta utilizzando i linguaggi Fortran e C. DOLMEN WIN permette l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di liberta' utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono la trave, con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse, ed il guscio, sia rettangolare che triangolare, avente comportamento di membrana e di piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. I vincoli sono forniti tramite le sei costanti di rigidezza elastica.

A supporto del programma e' fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

## 10.6 Grado di affidabilità del codice

L' affidabilità del codice di calcolo e' garantita dall'esistenza di un ampia documentazione di supporto, come indicato nel paragrafo precedente. La presenza di un modulo CAD per l'introduzione di dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi introdotti. E' possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura. Al termine dell'elaborazione viene inoltre valutata la qualita' della soluzione, in base all'uguaglianza del lavoro esterno e dell'energia di deformazione.

DOLMEN WIN permette in campo elastico lineare un'analisi dettagliata del comportamento dell'intera struttura, tenendo conto del comportamento irrigidente di setti anche complessi e solai considerati con la loro effettiva rigidezza. E' possibile inoltre scegliere il grado di affinamento dell'analisi di elementi complessi utilizzando mesh via via più dettagliate.

## 10.7 Valutazione della correttezza del modello

Il modello di calcolo adottato e' da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura da' origine a sollecitazioni simmetriche.

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonché il confronto con calcolazioni di massima eseguite manualmente porta a confermare la validità dei risultati.

## 11 ALLEGATI

## 11.1 Azione della neve

viene di seguito riportata la valutazione del carico verticale dovuto alla neve secondo quanto riportato al paragrafo 3.4 del D.M. 17 gennaio 2018.

I dati relativi al carico della neve sono condizionati dai seguenti elementi:

- sito di installazione
- altitudine =  $a_s$  (m s.l.m.)
- valore caratteristico del carico di neve al suolo riferito ad un periodo di ritorno di 50 anni =  $q_{sk}$
- coefficiente termico in funzione della configurazione di installazione della struttura e dell'interazione della perdita di calore della costruzione =  $C_t$
- coefficiente di esposizione in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge la costruzione (battuta dai venti, normale, riparata) =  $C_e$
- fattore di forma della copertura in funzione della sua inclinazione =  $\mu_i$

Il carico provocato dalla presenza della neve è valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t$$

Di seguito si riportano i dettagli dei calcoli svolti con l'ausilio del software:

Unità di misura : m ; KN/mq ; KN/m

Zona 1

Altitudine [m]: 67

Periodo di Ritorno [anni]: 50

$q_{sk}$  (carico neve al suolo) = 1.5

COPERTURA AD UNA FALDA

alfa (inclinazione della falda [°]) = 0

	$\mu$	$q_s$	$q_e$
$\mu_{i1}$	.8	1.2	.576

## 11.2 Azione del vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti, schematizzate tramite pressioni e depressioni agenti ortogonalmente alle superfici investite.

La pressione cinetica di calcolo  $p$  viene calcolata (secondo la procedura del paragrafo 3.3 del D.M. 17 gennaio 2018) considerando la zona climatica in cui ricade il sito di costruzione, che definisce la pressione cinetica di riferimento  $q_{ref}$ , opportunamente modificata per tenere in conto le specificità del sito stesso. Questa operazione è effettuata grazie ai coefficienti di esposizione, di forma e dinamico. In particolare si usa l'equazione:

$$p = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

Il coefficiente di forma  $c_p$  è funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento.

Il coefficiente dinamico  $c_d$  permette di tenere in conto gli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Per edifici di forma regolare non eccedenti 80m di altezza può essere cautelativamente assunto pari a 1.

Di seguito si riportano i dettagli dei calcoli svolti con l'ausilio del software:

Unità di misura : m ; KN/mq ; m/s

Convenzione di segno:

(+) compressione

(-) decompressione

Zona 2

Altitudine: 67

Periodo di Ritorno [anni]: 50

Classe di rugosità del terreno: B

Distanza dalla costa [km]: 100

Categoria di esposizione del sito: 4

Tipologia di costruzione: Edifici a pianta rettangolare con coperture piane a falde inclinate o curve

$v_{ref}$  (velocità di riferimento) = 25.

$q_{ref}$  (pressione cinetica di riferimento) = .3906

$c_d$  (coefficiente dinamico) = 1.

$c_f$  (coefficiente d' attrito) = .01

P.to	z	ct(z)	ce(z)	par.1 cp	esterno p(z)	par.1 cp	interno p(z)
1 A	0.	1.	1.6342	.8	.5107	0.	0.
2	1.33	1.	1.6342	.8	.5107	0.	0.
3	2.67	1.	1.6342	.8	.5107	0.	0.
4	4.	1.	1.6342	.8	.5107	0.	0.
5	5.33	1.	1.6342	.8	.5107	0.	0.
6	6.67	1.	1.6342	.8	.5107	0.	0.
7	8.	1.	1.6342	.8	.5107	0.	0.
8	9.33	1.	1.7366	.8	.5427	0.	0.
9	10.67	1.	1.8271	.8	.571	0.	0.
10 B	12.	1.	1.9084	.8	.5964	0.	0.

P.to	z	ct(z)	ce(z)	par.2 cp	esterno p(z)	par.2 cp	interno p(z)
1 E	0.	1.	1.6342	-.4	-.2553	0.	0.
2	1.33	1.	1.6342	-.4	-.2553	0.	0.
3	2.67	1.	1.6342	-.4	-.2553	0.	0.
4	4.	1.	1.6342	-.4	-.2553	0.	0.
5	5.33	1.	1.6342	-.4	-.2553	0.	0.
6	6.67	1.	1.6342	-.4	-.2553	0.	0.
7	8.	1.	1.6342	-.4	-.2553	0.	0.
8	9.33	1.	1.7366	-.4	-.2713	0.	0.
9	10.67	1.	1.8271	-.4	-.2855	0.	0.
10 D	12.	1.	1.9084	-.4	-.2982	0.	0.

P.to	z	ct(z)	ce(z)	fal.1 cp	esterno p(z)	fal.1 cp	interno p(z)
10 B	12.	0.	1.9084	-.4	-.2982	0.	0.
11	12.	0.	1.9084	-.4	-.2982	0.	0.
12	12.	0.	1.9084	-.4	-.2982	0.	0.
13	12.	0.	1.9084	-.4	-.2982	0.	0.



14		12.	0.	1.9084	-.4	-.2982	0.	0.
15		12.	0.	1.9084	-.4	-.2982	0.	0.
16		12.	0.	1.9084	-.4	-.2982	0.	0.
17		12.	0.	1.9084	-.4	-.2982	0.	0.
18		12.	0.	1.9084	-.4	-.2982	0.	0.
19	C	12.	0.	1.9084	-.4	-.2982	0.	0.

	P.to	z	ct(z)	ce(z)	fal.2 esterno cp	p(z)	fal.2 interno cp	p(z)
10	D	12.	0.	1.9084	-.4	-.2982	0.	0.
11		12.	0.	1.9084	-.4	-.2982	0.	0.
12		12.	0.	1.9084	-.4	-.2982	0.	0.
13		12.	0.	1.9084	-.4	-.2982	0.	0.
14		12.	0.	1.9084	-.4	-.2982	0.	0.
15		12.	0.	1.9084	-.4	-.2982	0.	0.
16		12.	0.	1.9084	-.4	-.2982	0.	0.
17		12.	0.	1.9084	-.4	-.2982	0.	0.
18		12.	0.	1.9084	-.4	-.2982	0.	0.
19	C	12.	0.	1.9084	-.4	-.2982	0.	0.

	P.to	z	pf(z)
1	A-E	0.	.0064
2		1.33	.0064
3		2.67	.0064
4		4.	.0064
5		5.33	.0064
6		6.67	.0064
7		8.	.0064
8		9.33	.0068
9		10.67	.0071
10	B-D	12.	.0075
11		12.	.0075
12		12.	.0075
13		12.	.0075
14		12.	.0075
15		12.	.0075
16		12.	.0075
17		12.	.0075
18		12.	.0075
19	C	12.	.0075

## 11.3 Casi e combinazioni di carico edificio

### CARICHI NELLE CONDIZIONI

001)	Peso_proprio_fondazi	[ Peso proprio fondaz ]
002)	Peso_proprio	[ Peso proprio ]
003)	Permanente_fondazion	[ Permanente fondaz ]
004)	Permanente	[ Permanente ]
005)	Scuola_aule	[ C1:Osp,Rist,Banc,Scuole ]
006)	Scuola_aree_comuni	[ C3:Musei,staz,sale ballo ]
007)	Copertura	[ H1:Cop,Sottot sola manut ]
008)	Neve(<1000m_slm)	[ Neve (<1000m slm) ]
009)	Sisma_X	[ Sisma X SLU (st lin) ]
010)	Sisma_Y	[ Sisma Y SLU (st lin) ]
011)	Torcente_add._X	[ Torcente addiz X SLU ]
012)	Torcente_add._Y	[ Torcente addiz Y SLU ]
013)	Autovett_001_(Y)	[ Modo proprio Y ]
014)	Autovett_002_(X)	[ Modo proprio X ]
015)	Autovett_002_(Y)	[ Modo proprio Y ]
016)	Autovett_003_(X)	[ Modo proprio X ]
017)	Autovett_003_(Y)	[ Modo proprio Y ]

### COMBINAZIONI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU SENZA SISMA	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.300	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	+		
				5	1.500	+		
				6	1.500	+		
				7	1.500	+		
				8	1.500	+		
2	SISMAX SLU	nessuna	somma	11	1.000	±		
				14	1.000	quadr.		
				16	1.000	quadr.		
3	SISMAY SLU	nessuna	somma	12	1.000	±		
				13	1.000	quadr.		
				15	1.000	quadr.		
				17	1.000	quadr.		
4	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	2	1.000
				2	1.000	+	3	0.300
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				5	0.600	+		
				6	0.600	+		
5	SLU con SISMAY PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	3	1.000
				2	1.000	+	2	0.300
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				5	0.600	+		
				6	0.600	+		
6	SLD con SISMAX PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	2	0.606
				2	1.000	+	3	0.182
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				5	0.600	+		
				6	0.600	+		
7	SLD con SISMAY PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	3	0.606
				2	1.000	+	2	0.182
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				5	0.600	+		
				6	0.600	+		
8	SLU FON con SISMAX P	SLU_FON	somma	1	1.000	+	2	1.100
				2	1.000	+	3	0.330
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				5	0.600	+		
				6	0.600	+		
9	SLU FON con SISMAY P	SLU_FON	somma	1	1.000	+	3	1.100
				2	1.000	+	2	0.330
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				5	0.600	+		
				6	0.600	+		
10	Rara	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		

				4	1.000	+		
				5	1.000	+		
				6	1.000	+		
				7	1.000	+		
				8	1.000	+		
11	Frequente	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				5	0.700	+		
				6	0.700	+		
				8	0.200	+		
12	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				5	0.600	+		
				6	0.600	+		

**N.B.1**

Le combinazioni di carico 2 e 3 SISMAX SLU e SISMAX SLU contengono somme doppie e quadratiche e perciò generano ciascuna 4 combinazioni di sollecitazioni.  
 Da ciò risulta che le successive combinazioni di carico Sismiche generano ognuna 16 combinazioni di sollecitazioni.

**N.B.2** Non è stata analizzata la combinazione con il vento in quanto le azioni orizzontali risultanti sono circa 40 volte inferiori all'azione sismica.

## 11.4 Analisi sismica edificio

### 11.4.1 Analisi dinamica modale

```
ANALISI DINAMICA                                lavoro :\ozzv03
PARAMETRI DI CALCOLO:
Modello generale
Assi di vibrazione:      X      Y
Combinazione quadratica completa (CQC)
```

DATI PROGETTO  
Edificio sito in località Ozzano dell'Emilia ( long. 11.473 lat. 44.442900 )  
Categoria del suolo di fondazione = C  
Coeff. di amplificazione stratigrafica  $S_s = 1.397$   
Coeff. di amplificazione topografica  $S_T = 1.000$   
 $S = 1.397$   
Vita nominale dell'opera VN = 50 anni  
Coefficiente d'uso CU = 1.5  
Periodo di riferimento VR = 75.0  
PVR : probabilità di superamento in VR = 10 %  
Tempo di ritorno = 711  
Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

valori risultanti per :  
 ag 2.088 [g/10]  
 Fo 2.417  
 TC\* 0.311

Fattore di comportamento  $q = 1.330$   
Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 0.606

CONDIZIONI DI RIFERIMENTO	COEFFICIENTE	PESO RESULTANTE [daN]
2.	1.000	3793591.4
4.	1.000	510856.1
5.	0.600	241302.5
6.	0.600	291840.9

\*\*\* TABELLA AUTOVETTORI \*\*\*

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA			COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE						
		%X	%Y	%Z	n+1	n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7
1	0.225168	0.000	88.328	0.000	0.039	0.034					
2	0.138534	12.496	0.343	0.000	0.907						
3	0.134177	79.236	0.039	0.000							
MASSA TOTALE		91.732	88.710	0.000							

## 11.4.2 Analisi statica lineare

Coeff. lambda = 0.8500  
 Sd = 0.530 per T1 = 0.225

Numero condizioni generanti carichi sismici : 4

Cond. 002 : Peso\_proprio\_\_\_\_\_ con coeff. 1.000  
 Cond. 004 : Permanente\_\_\_\_\_ con coeff. 1.000  
 Cond. 005 : Scuola\_aule con coeff. 0.600  
 Cond. 006 : Scuola\_aree\_comuni con coeff. 0.600

Condizioni di carico sismico generate:

Cond. 009 : Sisma X  
 Cond. 010 : Sisma Y  
 Cond. 011 : Torcente add. X  
 Cond. 012 : Torcente add. Y

Carichi sismici :

Piani	Pesi	C. distr.	Forze piano	Torc. piano X	Torc. piano Y	Bar. X	Bar. Y
cm	daN		daN	daNcm	daNcm	cm	cm
40.0	83470	0.0231	1928	212942	582626	2347.4	1134.9
76.5	3865	0.0442	171	15151	29700	3874.9	1062.3
98.2	80612	0.0567	4573	505133	1382083	2407.3	1171.0
120.7	9066	0.0697	632	18951	71522	1066.7	1069.3
149.4	35727	0.0863	3083	340465	691642	2822.1	1541.1
173.2	51471	0.1000	5149	568737	1556110	2013.8	895.7
217.4	212	0.1255	27	465	80	1557.8	1104.5
247.4	81051	0.1428	11578	1278756	3498779	2045.0	1170.5
272.5	15438	0.1574	2429	268310	734118	4204.3	1024.0
316.5	87805	0.1828	16047	1772419	3985736	1887.0	1136.4
344.0	13506	0.1986	2683	296311	582764	4996.1	1112.4
373.0	4182	0.2154	901	97117	155842	2272.0	847.1
394.0	111034	0.2275	25262	2790139	7634044	2241.2	1137.8
414.2	4533	0.2392	1084	118031	303221	1869.8	965.1
459.0	1147324	0.2650	304092	33586968	91896621	2534.3	1104.8
504.5	68661	0.2913	20002	2209227	6044620	2558.5	1125.0
530.7	892	0.3064	273	0	5811	-184.7	679.5
566.5	71240	0.3271	23304	2573926	5923875	2474.1	1128.1
596.5	2029	0.3444	699	29702	211200	2778.1	1092.6
646.5	72908	0.3733	27218	3006195	6918738	2424.4	1132.3
674.0	15218	0.3892	5923	654159	1789831	2590.6	1128.1
726.5	98683	0.4195	41399	4572479	12510668	2487.2	1122.8
766.5	1797	0.4426	795	87828	49937	1901.2	882.1
788.0	116924	0.4550	53203	5876285	14801108	2562.4	1149.7
817.0	5436	0.4718	2565	196134	746195	1431.8	409.9
838.0	2115	0.4839	1023	109792	158037	2289.0	1013.2

869.0	1175429	0.5018	589824	65146025	178244715	2531.4	1105.8
914.5	71504	0.5281	37759	4170461	11410715	2451.9	1141.2
940.7	892	0.5432	485	0	10301	-184.7	679.5
976.5	71769	0.5639	40468	4469733	10287063	2364.2	1150.1
1006.5	2198	0.5812	1278	54299	386097	2896.0	1128.7
1056.5	71995	0.6101	43921	4851128	11164842	2296.5	1153.6
1084.0	10125	0.6259	6338	699995	1915241	4080.1	1662.4
1136.5	97799	0.6563	64182	7088856	19395675	2366.5	1140.0
1176.5	3329	0.6794	2261	172938	0	5084.0	873.1
1198.0	114775	0.6918	79398	8769528	22088571	2506.2	1120.8
1222.5	5871	0.7059	4145	279349	1119262	1675.3	1112.6
1243.0	3080	0.7178	2211	237245	363163	1969.7	1216.8
1279.0	845332	0.7385	624315	68955602	188668021	2688.8	1107.9
1331.5	53189	0.7689	40895	4516804	11376867	2525.2	1105.2
1388.8	54344	0.8019	43579	4813350	11077896	2510.8	1098.1
1444.0	28464	0.8338	23734	2621422	7172419	2511.6	1098.1



### 11.4.3 Controllo rigidezze strutturali

#### CONTROLLO RIGIDEZZE STRUTTURALI

Quota del piano		402.5		812.5		1222.5		[cm]
Rigidezza KX (/1000)		16718.816		14644.932		11751.095		[daN/cm]
Rigidezza KY (/1000)		5186.539		4845.674		2325.332		[daN/cm]
Rigidezza Ktors (/1e6)		46339312		64896808		184668466		[daNcm]
Xk (centro rigidezze)		2267.6		2288.3		2304.9		[cm]
Yk (centro rigidezze)		1065.7		1151.4		1173.0		[cm]
Xg (baricentro)		2482.7		2504.7		2637.8		[cm]
Yg (baricentro)		1112.9		1112.9		1115.2		[cm]
dimensione X		6044		6044		6044		[cm]
dimensione Y		2209		2209		2209		[cm]
raggio rigidezza (rx)		2989		3660		8912		[cm]
raggio rigidezza (ry)		1665		2105		3964		[cm]
raggio giratorio (ls)		1858		1858		1858		[cm]
MIN(rx , ry) / ls		0.8962		1.1332		2.1340		< 1 !!!!
(Xg - Xk) / rx		0.0720		0.0591		0.0374		ok (< 0.3)
(Yg - Yk) / ry		0.0283		0.0183		0.0146		ok (< 0.3)
2° ordine (theta X)		0.09		0.07		0.03		[%] ok (< 10%)
2° ordine (theta Y)		0.30		0.22		0.18		[%] ok (< 10%)
Percentuale dinamica X		21.99		40.16		37.85		[%]
Percentuale dinamica Y		21.46		38.05		40.49		[%]

## LEGENDA

**Quota del piano:** è quella di ciascun livello definito nell'Ambiente Grafico.

**Rigidezze flessionali  $K_x$  e  $K_y$ ,** calcolate come rapporto tra forza applicata e spostamento del baricentro di piano. Il valore è ridotto di tre ordini di grandezza per una maggiore leggibilità.

**Rigidezza torsionale  $K_{tors}$ ,** calcolata come rapporto tra momento torcente applicato e rotazione del piano. Il valore è ridotto di sei ordini di grandezza.

**Coordinate  $X_k$  e  $Y_k$  del centro rigidezze:** è il punto attorno al quale avviene la rotazione del piano, e corrisponde al centro dell'ellisse di rigidezza (o delle rigidezze).

**Coordinate  $X_g$  e  $Y_g$  del baricentro:** è il punto di applicazione della risultante delle azioni gravitazionali, e perciò anche delle forze sismiche; nella grafica viene disegnato un rettangolo centrato sul baricentro, con base e altezza pari al 5% delle dimensioni definite al punto seguente.

**Dimensione X ed Y del piano:**  $L_x$  ed  $L_y$  corrispondono alla larghezza e all'altezza del rettangolo che circonda il piano.

**Raggi di rigidezza  $r_x$  e  $r_y$ :** sono definiti come la radice quadrata del rapporto tra rigidezza torsionale e rigidezza flessionale e costituiscono i semiassi dell'ellisse delle rigidezze..

**Raggio giratorio ( $I_s$ ):**  $I_s^2 = (L_x^2 + L_y^2)/12$ . E' una lunghezza caratteristica del piano, di tipo puramente geometrico.

**$\min(r_x, r_y) / I_s$  :** nelle strutture a telaio/pareti il rapporto tra il più piccolo raggio di rigidezza ed il raggio giratorio deve essere maggiore di 0.8 ; se così non è la struttura va classificata come "deformabile torsionalmente" ai fini del fattore di struttura  $q_0$  (NTC7.4.3.1).

**$(X_g - X_k)/r_x$  e  $(Y_g - Y_k)/r_y$  :** distanze tra baricentro e centro delle rigidezze (separatamente per direzione x e y) rapportate al rispettivo raggio di rigidezza. Misurano l'eccentricità della forza sismica, che idealmente dovrebbe essere nulla (baricentro delle masse coincidente col centro delle rigidezze): in effetti l'EC8 considera "regolare in pianta" una distribuzione di rigidezze in cui tali rapporti sono minori di 0.3 .

**2° ordine ( $\theta_x$  /  $\theta_y$ ) :** in base al punto 7.3.2 delle NTC2008 va verificato ad ogni piano che gli effetti del 2° ordine siano trascurabili, cioè che la quantità "peso x spostamento orizzontale relativo al piano inferiore" sia minore del 10% di "forza sismica x altezza di piano". Il parametro calcolato è appunto il valore di tale rapporto, nelle due direzioni.

**Percentuale dinamica  $X / Y$  :** è una stima dell'importanza della massa di piano ai fini dell'azione sismica complessiva. In effetti il contributo di ogni piano non dipende solo dall'entità del suo carico, ma anche dalla distribuzione delle rigidezze lungo l'altezza della struttura.

## 11.4.4 Spostamenti sismici

VERIFICA SPOSTAMENTI SISMICI DI ESERCIZIO (NTC 7.3.6.1)

spostamento limite interpiano = 0.333% dell'altezza

CASO n. 6 - SLD con SISMAX PRINC:

zinf [cm]	zsup [cm]	h [cm]	spost.max [cm]	%h	nodo	sest.	ver.
-56.50	402.50	459.00	0.141807	0.031	8324	5	SI
402.50	812.50	410.00	0.103923	0.025	8330	5	SI
812.50	1222.50	410.00	0.133435	0.033	8368	5	SI

CASO n. 7 - SLD con SISMAX PRINC:

zinf [cm]	zsup [cm]	h [cm]	spost.max [cm]	%h	nodo	sest.	ver.
-56.50	402.50	459.00	0.328698	0.072	9377	2	SI
402.50	812.50	410.00	0.219507	0.054	6885	13	SI
812.50	1222.50	410.00	0.296118	0.072	10374	2	SI

VERIFICA SPOSTAMENTI SISMICI DI S.L.V. (NTC 7.3.3.3)

Fattore Mud = 1.704

Quota [cm]	DX max [cm]	nodo	DY max [cm]	nodo
402.50	0.324589	8324	1.044120	9377
812.50	0.509133	8381	1.509502	8373
1222.50	0.682243	4882	2.280882	8369

## 11.5 Casi e combinazioni di carico scala interna

### CARICHI NELLE CONDIZIONI

001)	Peso_proprio	[	Peso proprio	]
002)	Permanente	[	Permanente	]
003)	Aree_Comuni_Rampa_1	[	C3:Musei,staz,sale ballo	]
004)	Aree_Comuni_Rampa_2	[	C3:Musei,staz,sale ballo	]
005)	Sisma_X	[	Sisma X SLU (st lin)	]
006)	Sisma_Y	[	Sisma Y SLU (st lin)	]
007)	Torcente_add._X	[	Torcente addiz X SLU	]
008)	Torcente_add._Y	[	Torcente addiz Y SLU	]
009)	Autovett_001_(X)	[	Modo proprio X	]
010)	Autovett_001_(Y)	[	Modo proprio Y	]
011)	Autovett_002_(X)	[	Modo proprio X	]
012)	Autovett_002_(Y)	[	Modo proprio Y	]
013)	Autovett_003_(X)	[	Modo proprio X	]
014)	Autovett_003_(Y)	[	Modo proprio Y	]
015)	Autovett_004_(X)	[	Modo proprio X	]
016)	Autovett_004_(Y)	[	Modo proprio Y	]
017)	Autovett_005_(X)	[	Modo proprio X	]
018)	Autovett_006_(Y)	[	Modo proprio Y	]
019)	Autovett_007_(X)	[	Modo proprio X	]
020)	Autovett_007_(Y)	[	Modo proprio Y	]
021)	Autovett_008_(X)	[	Modo proprio X	]
022)	Autovett_008_(Y)	[	Modo proprio Y	]
023)	Autovett_009_(X)	[	Modo proprio X	]
024)	Autovett_009_(Y)	[	Modo proprio Y	]
025)	Autovett_010_(X)	[	Modo proprio X	]
026)	Autovett_010_(Y)	[	Modo proprio Y	]
027)	Autovett_011_(X)	[	Modo proprio X	]
028)	Autovett_011_(Y)	[	Modo proprio Y	]
029)	Autovett_012_(X)	[	Modo proprio X	]
030)	Autovett_012_(Y)	[	Modo proprio Y	]
031)	Autovett_013_(X)	[	Modo proprio X	]
032)	Autovett_013_(Y)	[	Modo proprio Y	]
033)	Autovett_014_(X)	[	Modo proprio X	]
034)	Autovett_014_(Y)	[	Modo proprio Y	]
035)	Autovett_015_(X)	[	Modo proprio X	]
036)	Autovett_015_(Y)	[	Modo proprio Y	]
037)	Autovett_016_(X)	[	Modo proprio X	]
038)	Autovett_016_(Y)	[	Modo proprio Y	]
039)	Autovett_017_(X)	[	Modo proprio X	]
040)	Autovett_017_(Y)	[	Modo proprio Y	]
041)	Autovett_018_(X)	[	Modo proprio X	]
042)	Autovett_018_(Y)	[	Modo proprio Y	]

### COMBINAZIONI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU SENZA SISMA	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	+		
2	SISMAX SLU	nessuna	somma	7	1.000	±		
				9	1.000	quadr.		
				11	1.000	quadr.		
				13	1.000	quadr.		
				15	1.000	quadr.		
				17	1.000	quadr.		
				19	1.000	quadr.		
				21	1.000	quadr.		
				23	1.000	quadr.		
				25	1.000	quadr.		
				27	1.000	quadr.		
				29	1.000	quadr.		
				31	1.000	quadr.		
				33	1.000	quadr.		
				35	1.000	quadr.		
				37	1.000	quadr.		
				39	1.000	quadr.		
				41	1.000	quadr.		
3	SISMAY SLU	nessuna	somma	8	1.000	±		
				10	1.000	quadr.		
				12	1.000	quadr.		

N.B.1

N.B.1

				14	1.000	quadr.		
				16	1.000	quadr.		
				18	1.000	quadr.		
				20	1.000	quadr.		
				22	1.000	quadr.		
				24	1.000	quadr.		
				26	1.000	quadr.		
				28	1.000	quadr.		
				30	1.000	quadr.		
				32	1.000	quadr.		
				34	1.000	quadr.		
				36	1.000	quadr.		
				38	1.000	quadr.		
				40	1.000	quadr.		
				42	1.000	quadr.		
4	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	2	1.000
				2	1.000	+	3	0.300
				3	0.600	+		
				4	0.600	+		
5	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	3	1.000
				2	1.000	+	2	0.300
				3	0.600	+		
				4	0.600	+		
6	SLD con SISMAX PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	2	0.684
				2	1.000	+	3	0.205
				3	0.600	+		
				4	0.600	+		
7	SLD con SISMAX PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	3	0.684
				2	1.000	+	2	0.205
				3	0.600	+		
				4	0.600	+		
8	Rara	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
9	Frequente	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.700	+		
				4	0.700	+		
10	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.600	+		
				4	0.600	+		
11	SLU_Rampa1	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
12	SLU_Rampa2	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				4	1.500	+		

#### N.B.1

Le combinazioni di carico 2 e 3 SISMAX SLU e SISMAX SLU contengono somme doppie e quadratiche e perciò generano ciascuna 4 combinazioni di sollecitazioni.  
Da ciò risulta che le successive combinazioni di carico Sismiche generano ognuna 16 combinazioni di sollecitazioni.





12	0.108970	9.840	0.095	0.000	0.748	0.580	0.195	0.177	0.160	0.105
13	0.102838	0.208	4.442	0.000	0.932	0.323	0.288	0.257	0.156	
14	0.100093	0.137	2.146	0.000	0.420	0.371	0.329	0.191		
15	0.089015	0.017	2.586	0.000	0.985	0.941	0.567			
16	0.087911	0.012	10.753	0.000	0.984	0.641				
17	0.086810	0.004	2.146	0.000	0.721					
18	0.081581	0.006	10.663	0.000						
-----										
MASSA TOTALE		88.835	94.220	0.000						
-----										

## 11.6.2 Analisi statica lineare

Coeff. lambda = 1.0000  
 Sd = 0.470 per T1 = 0.450

Numero condizioni generanti carichi sismici : 4

Cond. 001 : Peso\_proprio con coeff. 1.000  
 Cond. 002 : Permanente con coeff. 1.000  
 Cond. 003 : Aree\_Comuni\_Rampa\_1 con coeff. 0.600  
 Cond. 004 : Aree\_Comuni\_Rampa\_2 con coeff. 0.600

Condizioni di carico sismico generate:

Cond. 005 : Sisma X  
 Cond. 006 : Sisma Y  
 Cond. 007 : Torcente add. X  
 Cond. 008 : Torcente add. Y

Carichi sismici :

Piani cm	Pesi daN	C. distr.	Forze piano daN	Torc. piano X daNcm	Torc. piano Y daNcm	Bar. X cm	Bar. Y cm
12.7	145	0.0135	2	16	0	1370.5	1021.1
45.5	478	0.0482	23	184	35	1325.5	1021.1
78.3	478	0.0829	40	317	59	1265.5	1021.1
111.1	478	0.1175	56	450	84	1205.5	1021.1
143.9	478	0.1522	73	583	109	1145.5	1021.1
176.7	1549	0.1869	290	2317	2534	1014.9	1021.1
205.2	239	0.2170	52	415	0	895.5	1021.1
238.0	478	0.2517	120	963	181	850.5	1021.1
270.8	478	0.2864	137	1096	206	790.5	1021.1
303.6	478	0.3211	154	1229	230	730.5	1021.1
336.4	478	0.3557	170	1362	255	670.5	1021.1
369.2	5930	0.3904	2315	42983	48958	406.9	946.0
400.0	239	0.4230	101	810	0	195.5	851.1
432.8	478	0.4577	219	1752	328	150.5	851.1
465.6	478	0.4924	236	1885	353	90.5	851.1
498.4	478	0.5270	252	2017	378	30.5	851.1
531.2	725	0.5617	407	3257	1221	-44.8	851.1
565.1	1132	0.5976	677	5412	4161	-167.6	851.1
597.9	478	0.6323	303	2420	454	-274.5	851.1
630.7	718	0.6670	479	3829	1436	-349.5	851.1
663.5	239	0.7017	168	1343	0	-409.5	851.1
696.3	478	0.7363	352	2819	528	-454.5	851.1
729.1	478	0.7710	369	2951	553	-514.5	851.1
759.9	3858	0.8036	3100	57350	42308	-695.7	925.2