

# 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\_Palestra

file PAN\_01\_PE\_ST\_P\_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\_P\_0102

## Relazione Tecnica Opere Strutturali

## **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 PALESTRA	15
5.1	Posizione	15
5.2	Descrizione della struttura	15
5.2.1	Strutture portanti	15
6	AZIONI SULLA COSTRUZIONE: ANALISI DEI CARICHI	17
6.1	Analisi dei carichi	17
6.1.1	Carichi permanenti e variabili	17
6.1.2	Carichi eccezionali: incendio	19
6.1.3	Carichi sismici	19
7	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	22
8	MODELLAZIONE STRUTTURALE	23
8.1	Modellazione della struttura, dei vincoli e dei materiali	24
9	VERIFICHE STRUTTURALI	25
9.1	Verifiche elementi verticali in cemento armato	25
9.1.1	Verifiche a Stato Limite Ultimo	25
	Risultati analisi Sismica	25
	Calcolo manuale Analisi Lineare Statica	28
	Sismica: Assenza di martellamento tra strutture contigue (NTC18 7.2.1)	29
	Sismica: Resistenza delle strutture (NTC18 7.3.6.1 e 7.4.1)	30
	Sismica: Duttilità delle strutture (NTC18 7.3.6.1)	31
	Sismica: Elementi non strutturali (NTC18 7.2.3 e 7.3.6.2)	31
	Statica: Resistenza delle strutture (NTC18 4.1.2.3.1)	31
	Sismica e Statica: Grafici sforzi di Wood nei setti in cemento armato	31
	Confronto sollecitazioni di Taglio alla base	40
9.1.2	Verifiche a Stato Limite di Esercizio	41
	Sismica: Verifica a Stato Limite di Operatività (NTC18 7.3.6.1)	41
	Sismica: Verifica a Stato Limite di Operatività (NTC18 7.3.6.3)	41
	Statica: Verifica di fessurazione (NTC18 4.1.2.2.4)	42
	Statica: Verifica delle tensioni di esercizio (NTC18 4.1.2.2.5)	42
9.2	Verifiche elementi orizzontali in cemento armato	42
9.2.1	Verifiche a Stato Limite Ultimo	42
	Sismica: Fondazioni (NTC18 7.2.5)	42
	Grafici sforzi di Wood nel solaio in cemento armato	44
	Solai copertura	46
9.2.2	Verifiche a Stato Limite di Esercizio	47
	Verifica di deformabilità (NTC18 4.1.2.2.2)	47
	Verifica di fessurazione (NTC18 4.1.2.2.4)	47
	Verifica delle tensioni di esercizio (NTC18 4.1.2.2.5)	47
9.3	Verifiche elementi in carpenteria metallica	48

9.3.1	Verifiche a Stato Limite Ultimo	48
	Resistenza delle strutture (NTC18 4.2.4)	48
9.3.2	Verifiche a Stato Limite di Esercizio	51
	Spostamenti verticali ed orizzontali (NTC18 4.2.4.2.1)	51
10	NOTE SU: NORMATIVA E CODICE DI CALCOLO	53
10.1	Normative di riferimento	53
10.2	Schematizzazione della struttura e dei vincoli	53
10.3	Modellazione della struttura e dei vincoli	53
10.4	Modellazione dei materiali	53
10.5	Individuazione del codice di calcolo	54
10.6	Grado di affidabilità del codice	54
10.7	Valutazione della correttezza del modello	54
11	ALLEGATI	55
11.1	Azione della neve	56
11.2	Azione del vento	57
11.3	Casi e combinazioni di carico edificio edificio	59
11.4	Analisi sismica edificio	61
11.4.1	Analisi dinamica modale	61
11.4.2	Analisi statica lineare	62
11.4.3	Controllo rigidezze strutturali	63
11.4.4	Spostamenti sismici	65
11.5	Casi e combinazioni di carico scala esterna	66
11.6	Analisi sismica scala esterna	68
11.6.1	Analisi statica lineare	68

## 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

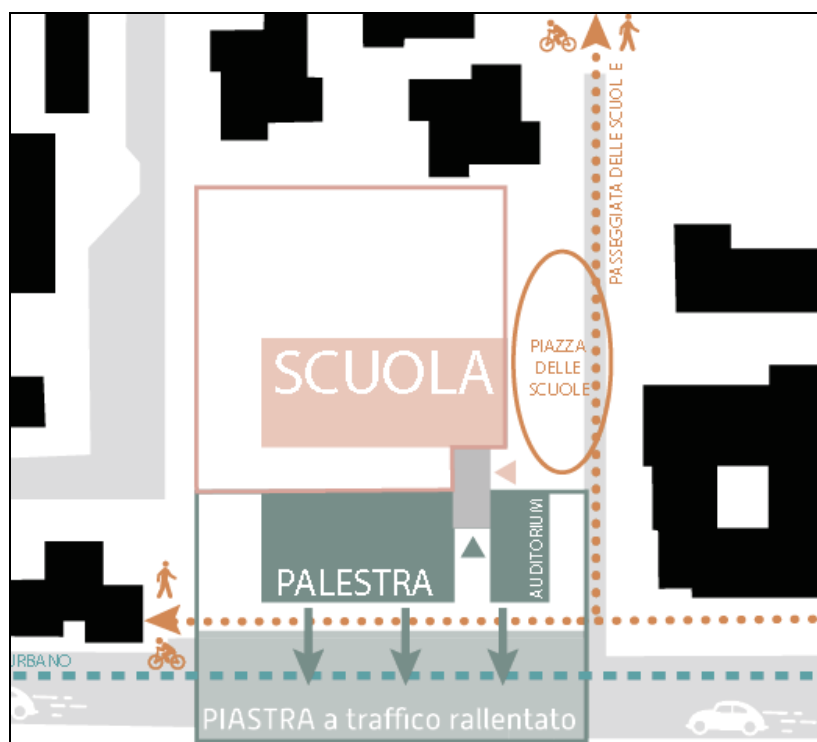
La Nuova Scuola che sorgerà nell'area indicata in realtà sarà costituita da **tre corpi di fabbrica distinti** ma collegati fra loro (non strutturalmente) da un elemento connettivo monopiano (atrio).

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).

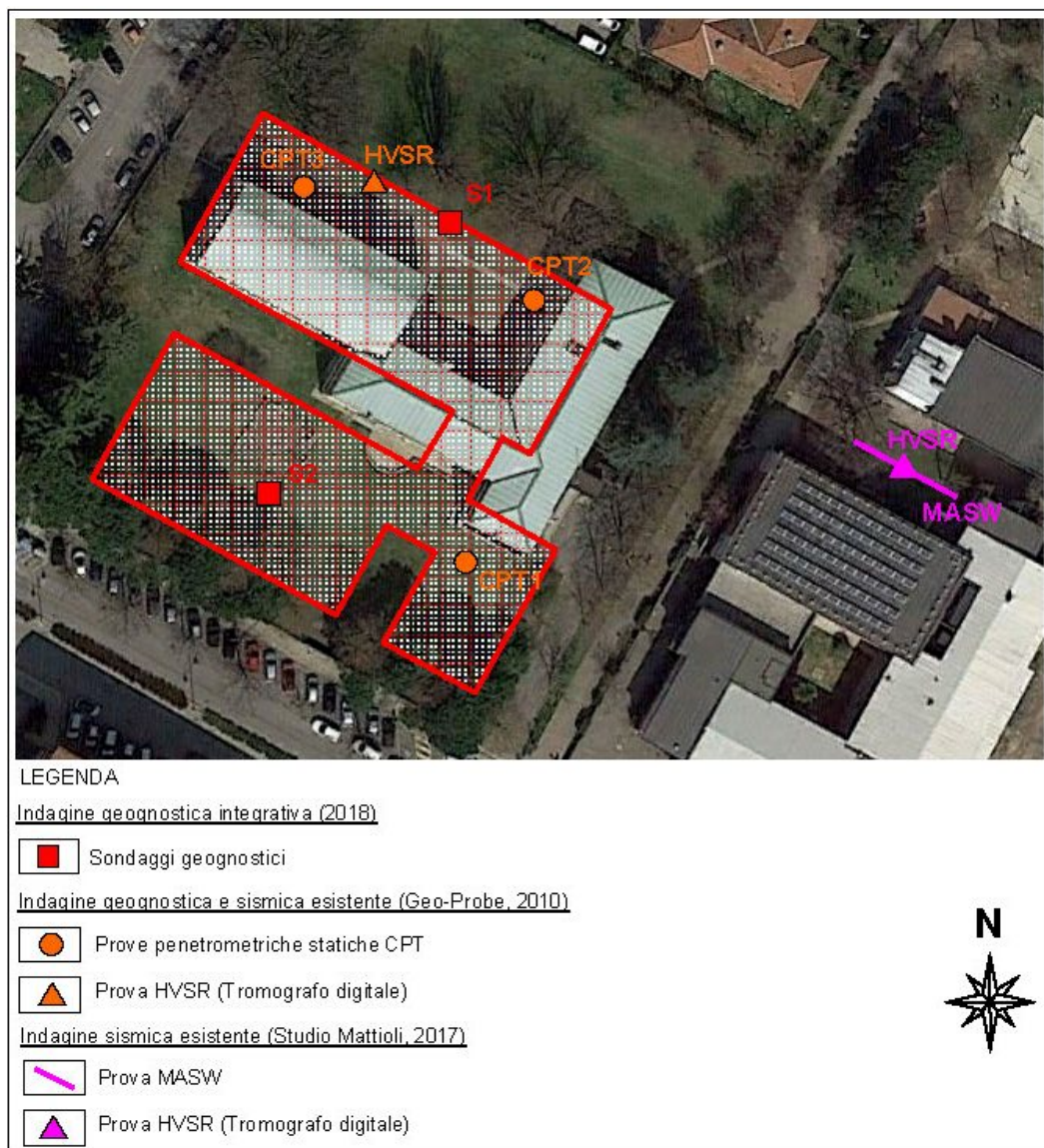
A **dicembre 2017**, è stata condotta **un'indagine sismica** per la valutazione del parametro  $V_{s30}$  e mediante metodologia integrata HVSr e MASW in corrispondenza dell'adiacente Scuola Elementare Bruno Ciari (a cura dello Studio Mattioli).

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)



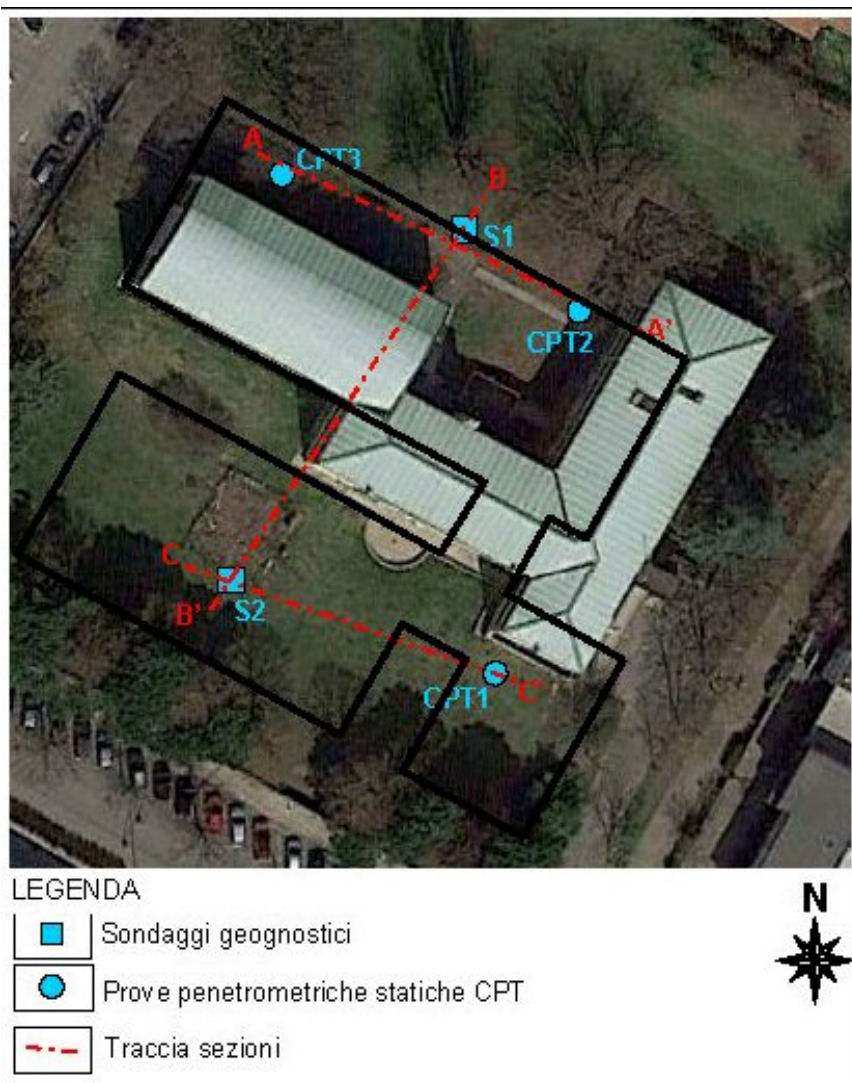
Ubicazione delle indagini con sovrapposizione sagoma nuovo complesso scolastico (non in scala)

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.

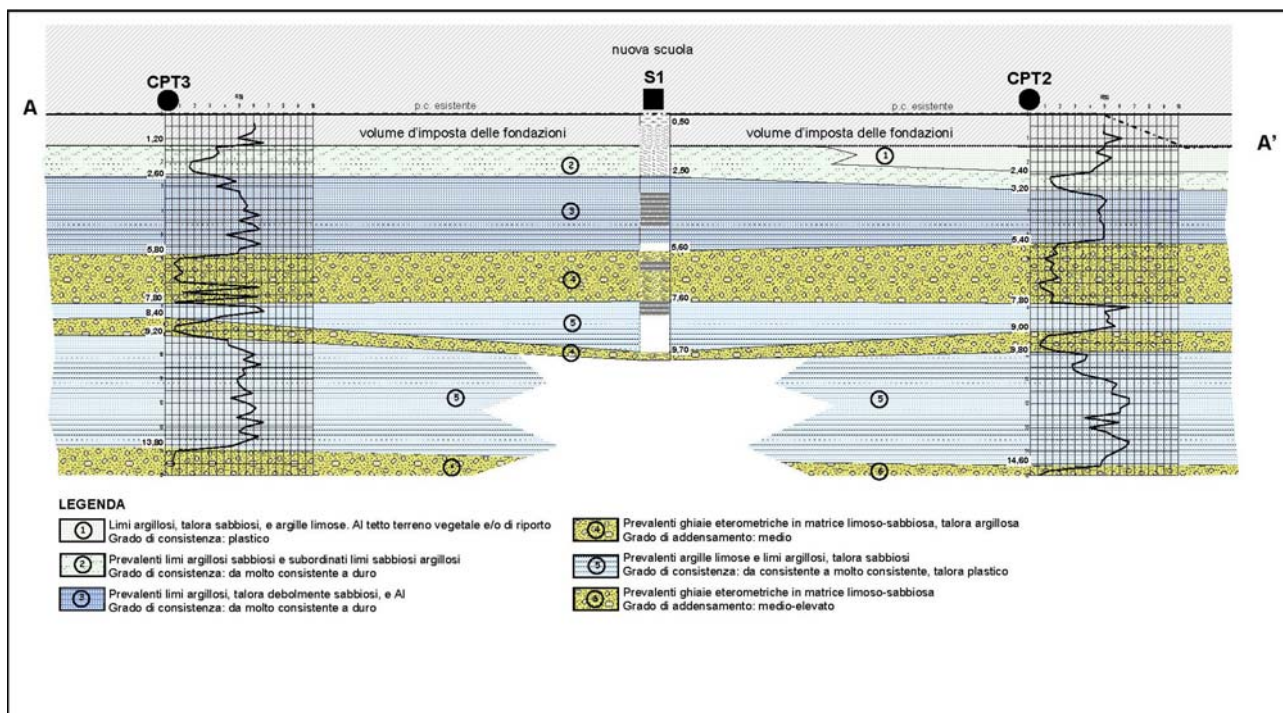
- valori di  $V_{S30}$  pari a 249 m/s e 332 m/s da cui risulta una classificazione del terreno ai fini sismici di **Tipo C** (è stata effettuata anche un'analisi di Risposta Sismica Locale ai sensi della Del. Reg. n. 2193/2015)
- **non presente il rischio di liquefazione**
- **resistenza al taglio drenate 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**.

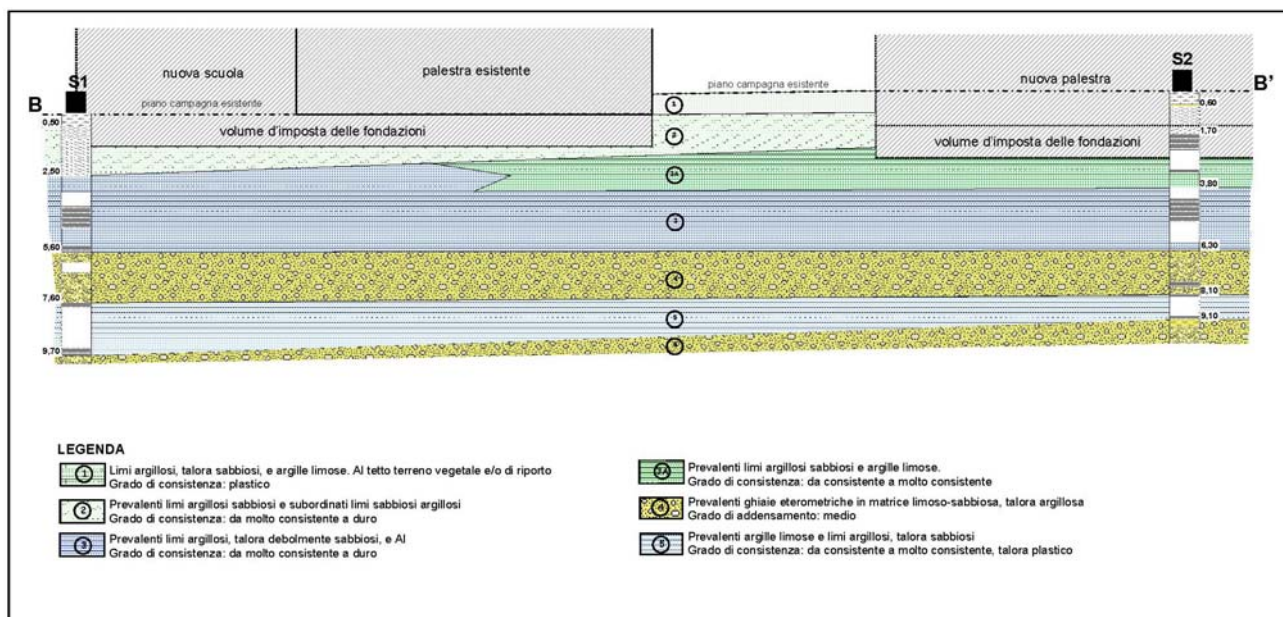


Traccia sezioni geologiche (non in scala)

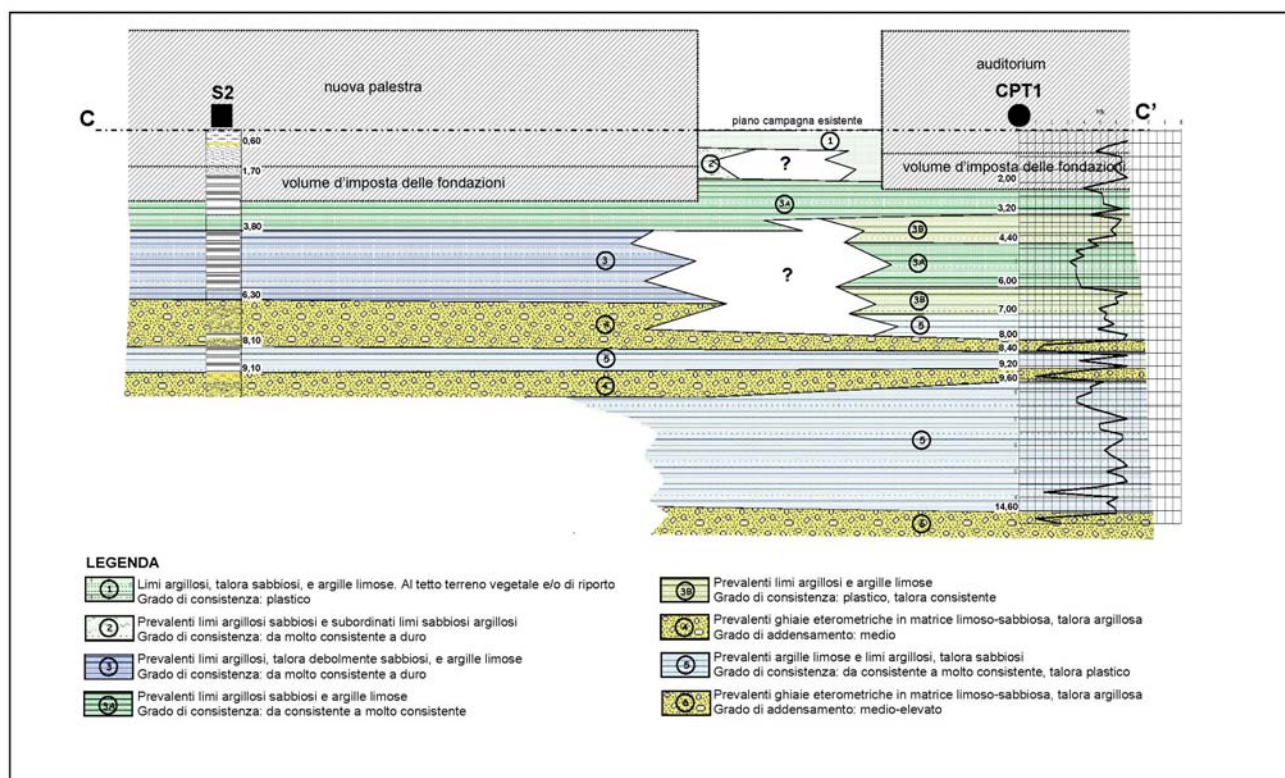




Sezione A-A (non in scala) (per maggiori dettagli si veda la tavola nella relazione geologica)



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 PALESTRA

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 Palestra sono:

Latitudine 44.442687°

Longitudine 11.472808°

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

### 5.2 Descrizione della struttura

La Palestra ha una dimensione in pianta di circa 42 x 22 m ed è costituita dai seguenti livelli (altezze in metri):

- piano terra: PPF - 1.00 (piano di gioco)
- piano impianti tecnologici: PPF + 3.10 (presente sul lato est della palestra)
- piano copertura: PPF + 8.20

#### 5.2.1 Strutture portanti

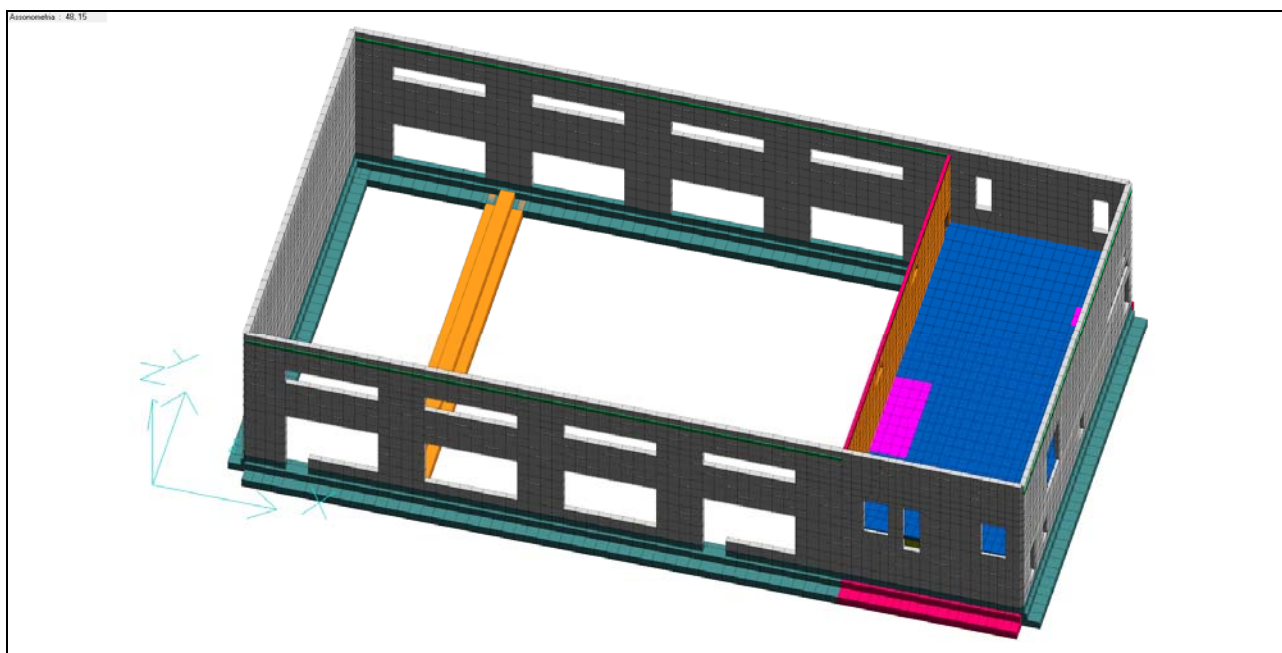
Le strutture portanti principali della Palestra saranno realizzate in cemento armato utilizzando i seguenti sistemi costruttivi:

- **fondazioni**  
**travi di fondazioni a T rovescia in cemento armato tradizionale** di larghezza variabile (**200 cm** quelle sul perimetro esterno e **140 cm** quelle interne) ed altezza complessiva **100 cm**
- **elementi portanti verticali esterni**  
**bilastre**, con sistema di isolamento termico all'interno, dello spessore totale di **52 cm** (5 cm lastra interna + 26 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 aerato su igloo** appoggiati direttamente su magrone di fondazione di spessore 20 cm
- **elementi portanti orizzontali interni (solaio impianti tecnologici)**  
**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)
- **rampa di accesso, gradonata e locale contatori**  
**lamiera grecata** con getto collaborante
- **elementi portanti orizzontali copertura sopra campo di gioco**  
**solaio piano ad elementi precompressi** con interasse 120 cm ed altezza sezione 80 cm (complessiva di 90 cm)
- **elementi portanti orizzontali copertura sopra locale impianti tecnologici**

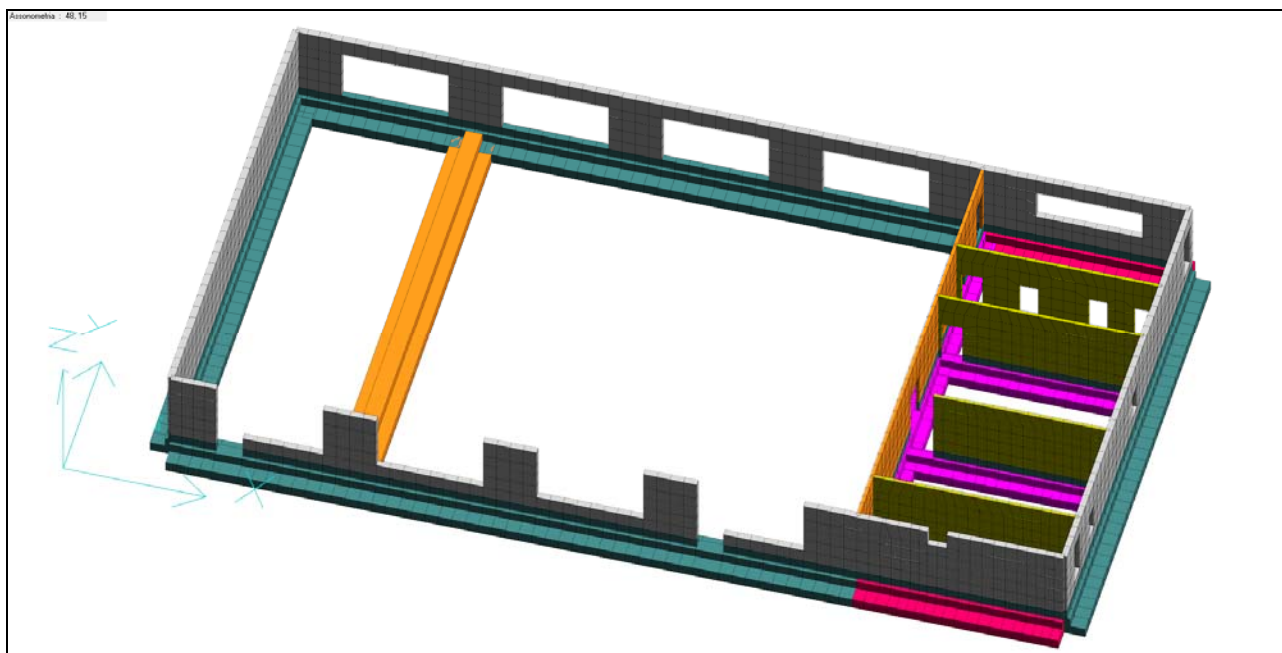
**solaio ad elementi alveolari precompressi autoportanti** con interasse 120 cm ed altezza sezione 45 cm (complessiva di 50 cm)

- **scala esterna di accesso alla copertura** (per la sola manutenzione)  
**carpenteria metallica** con traversi di collegamento alla struttura realizzati con profili HEB140 e cosciali con piatti da 200x6 mm

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 palestra (a destra il solaio locale impianti tecnologici)



Spaccato modello tridimensionale palestra con dettaglio setti portanti sottostanti il locale impianti tecnologici

## 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 + 3.10

peso proprio

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

permanenti non strutturali

massetto (6 cm) 120 daN/mq

isolante (8 cm) 10 daN/mq

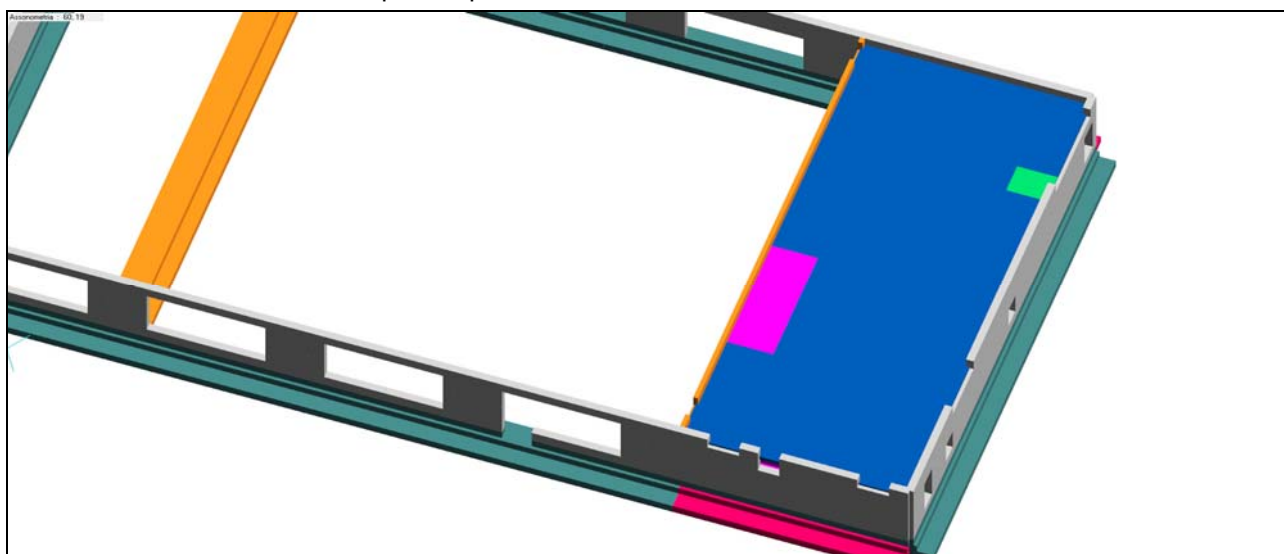
impianti tecnologici (su tutto il pavimento) 1000 daN/mq

serbatoio inerziale grande (9 mq) (aggiuntivi) 2000 daN/mq

serbatoio inerziale piccolo (2.5 mq) (aggiuntivi) 1000 daN/mq

variabili

locali non aperti al pubblico cat. B.1 NTC18 3.1.4 200 daN/mq



Vista solaio piano + 3.10. In viola la zona con serbatoio inerziale grande e verde la zona con il serbatoio inerziale piccolo.

▪ **piano + 8.20**

peso proprio

solaio ad elementi precompressi (sopra piano di gioco) (90 cm)	1225 daN/mq
solaio ad elementi alveolari precompressi (sopra locale impianti) (50 cm)	750 daN/mq

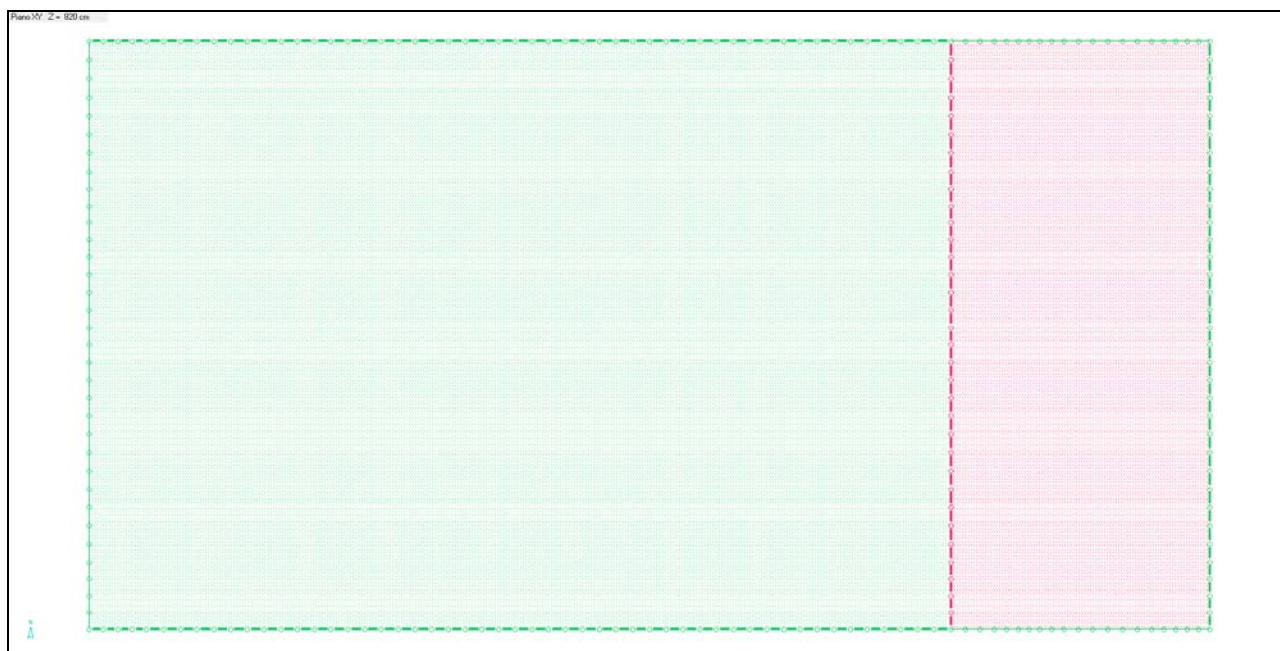
permanententi non strutturali \*

pavimento + isolante (altezza variabile)	20 daN/mq
fotovoltaico zavorrato (sopra piano di gioco)	100 daN/mq
gruppo frigo (sopra locale impianti)	500 daN/mq
tenda divisoria (a metà piano di gioco)	100 daN/ml

variabili

coperture sola manutenzione	cat. H.1 NTC18 3.1.4	50 daN/mq
neve	NTC18 3.4 (dettaglio in allegato)	120 daN/mq

\*A favore di sicurezza (ai fini sismici) nel modello generale il peso delle vetrate è stato assegnato come carico permanente non strutturale alla copertura nella misura di 15 daN/mq (in aggiunta a quelli sopra indicati).



Vista solaio piano + 8.20. In verde la zona con il fotovoltaico ed in rosso la zona con i gruppi frigo.

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

▪ **scala esterna in acciaio**

peso proprio

da elementi strutturali in acciaio (in automatico dal programma)

permanententi non strutturali

gradini e grigliati	40 daN/mq
---------------------	-----------

variabili

accesso per la sola manutenzione **		200 daN/mq
neve	NTC18 3.4 (dettaglio in allegato)	120 daN/mq

\*\* la scala in oggetto è utilizzabile per il solo accesso al locale impianti tecnologici e per la copertura; è stato assegnato, cautelativamente il valore utilizzato per i locali non suscettibili di affollamento, e non quello previsto per i locali appartenenti a quella fattispecie

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 25 - 51 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 pradelles, 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:

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

In relazione alla  $\mathbf{V_R}$  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  $\mathbf{T_R}$ :

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

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 44.442687°

Longitudine 11.472808°

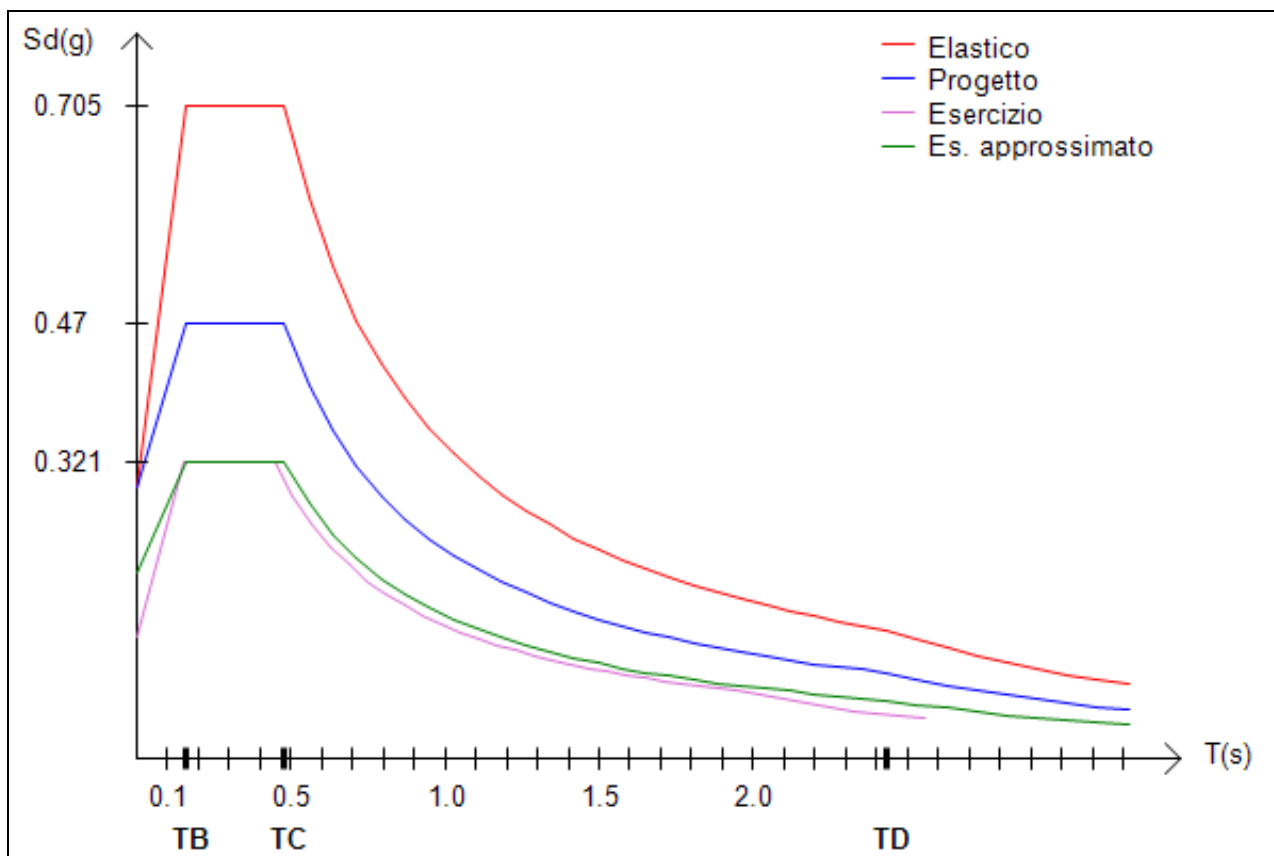
Tenendo conto dei parametri fin qui definiti si ha un valore di  $a_g$  di 2.0878 (g/10).

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

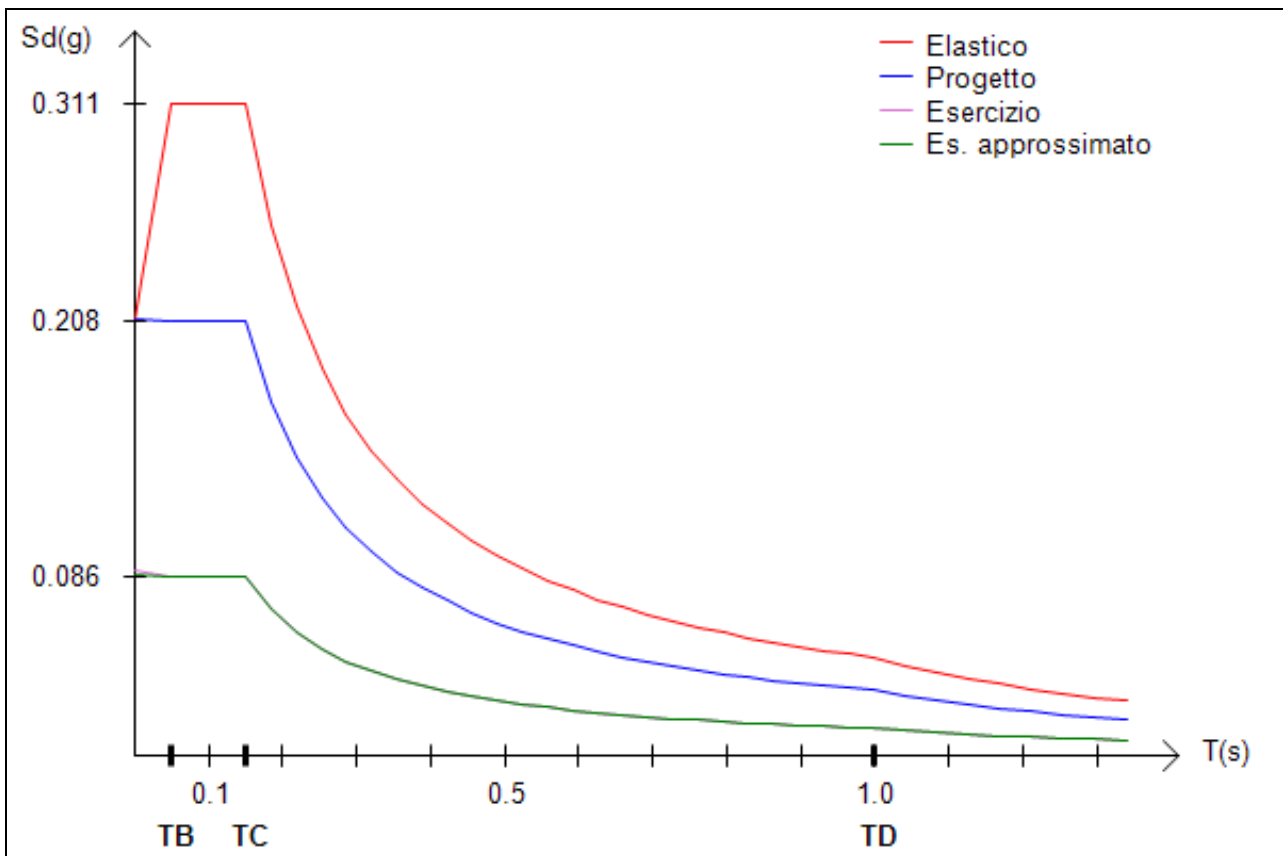
Coerentemente con la tipologia strutturale del sistema sismo-resistente e secondo quanto indicato nelle NTC18 è stato adottato il seguente Fattore di struttura (NTC18 7.3.1 e 7.4.3.1):

- struttura a pareti con comportamento strutturale **non dissipativo**

Fattore struttura:  **$q_{ND} = 1.5$**  (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])



Spettro verticale per l'opera in progetto. ( $T_B = 0.05$  [s],  $T_C = 0.15$  [s],  $T_D = 1$  [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

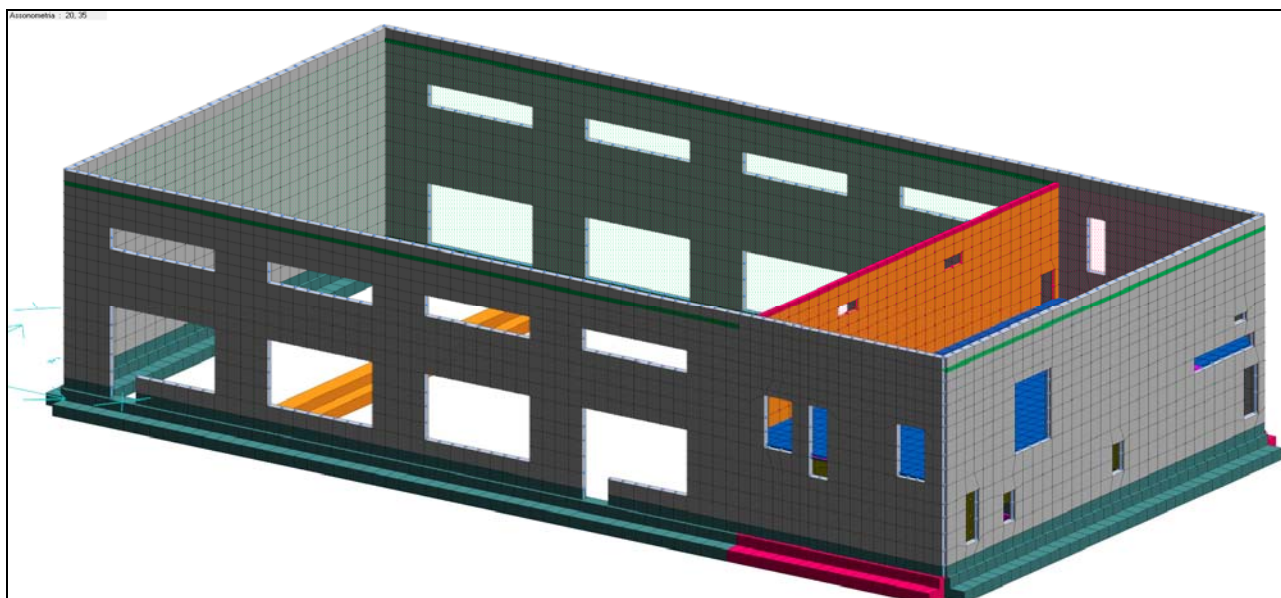
Per ulteriore specifiche, quali copriferro, diametro massimo aggregati, saldature, bulloni ... si rimanda alla tabella materiali riportata nelle tavole progettuali ed alla Relazioni sui Materiali Strutturali.

## 8 MODELLAZIONE STRUTTURALE

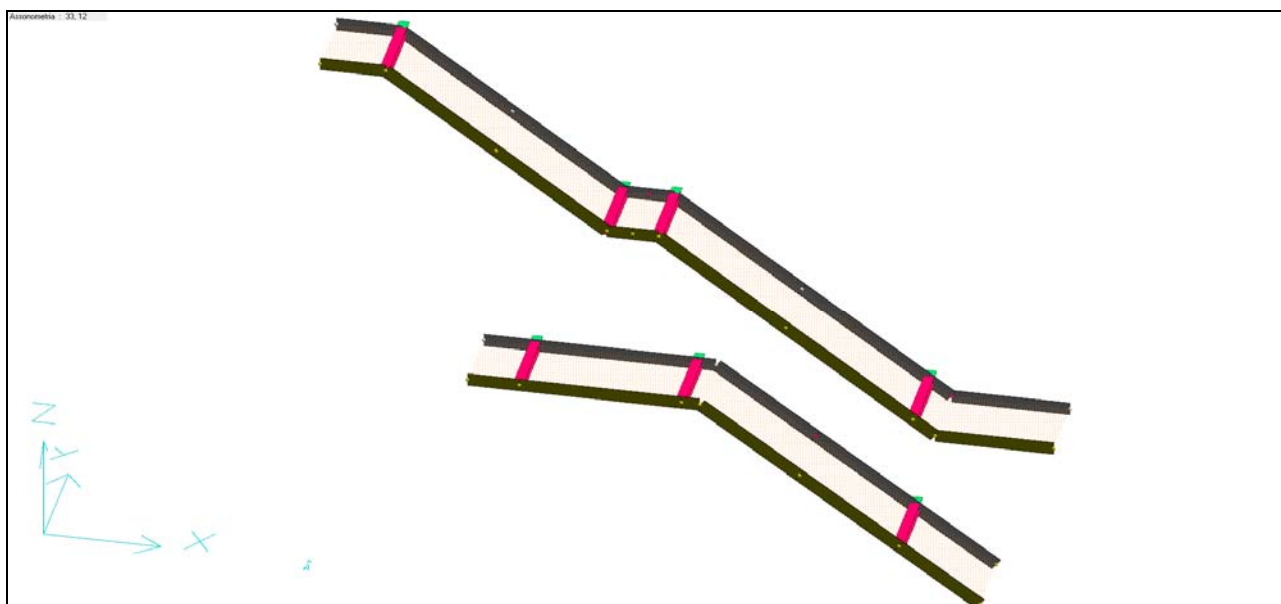
Come indicato in premessa per le realizzazione delle verifiche sugli edifici in progetto è stato utilizzato il programma di calcolo **DOLMEN 19** con il quale è stata effettuata una modellazione tridimensionale agli elementi finiti (per le informazioni specifiche sul programma di calcolo si rimanda alle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

Sono stati realizzate 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 esterne**  
per l'analisi puntuale delle strutture in acciaio



Vista assonometrica del modello strutturale completo.



Vista assonometrica delle scale esterne

## 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, cautelativa, 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 (analisi lineare dinamica)** ha generato 2 autovettori con l'attivazione di più dell'85% della massa totale dell'edificio (NTC18 7.3.3.1).

Ai sensi delle NTC18 7.2.2 si è tenuto conto della componente sismica verticale (per i dettagli si vedano i casi di carico in allegato)

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:

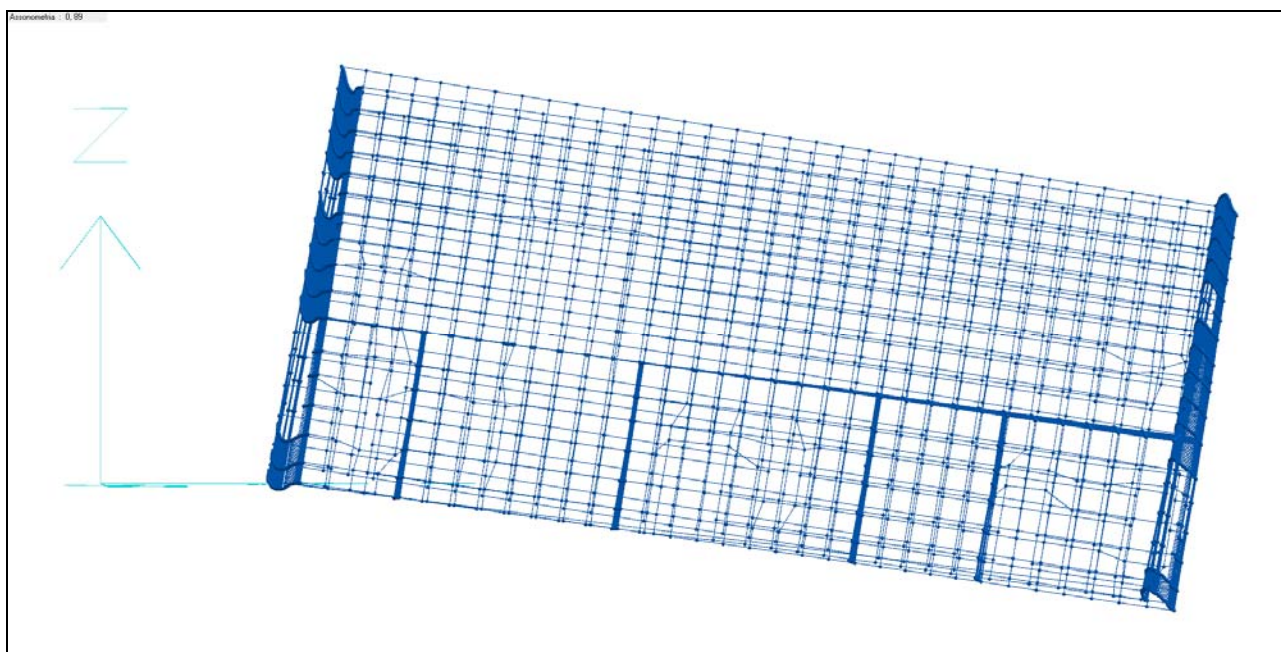
Lato Lungo (X)     0.79 cm

Lato Corto (Y)     1.52 cm

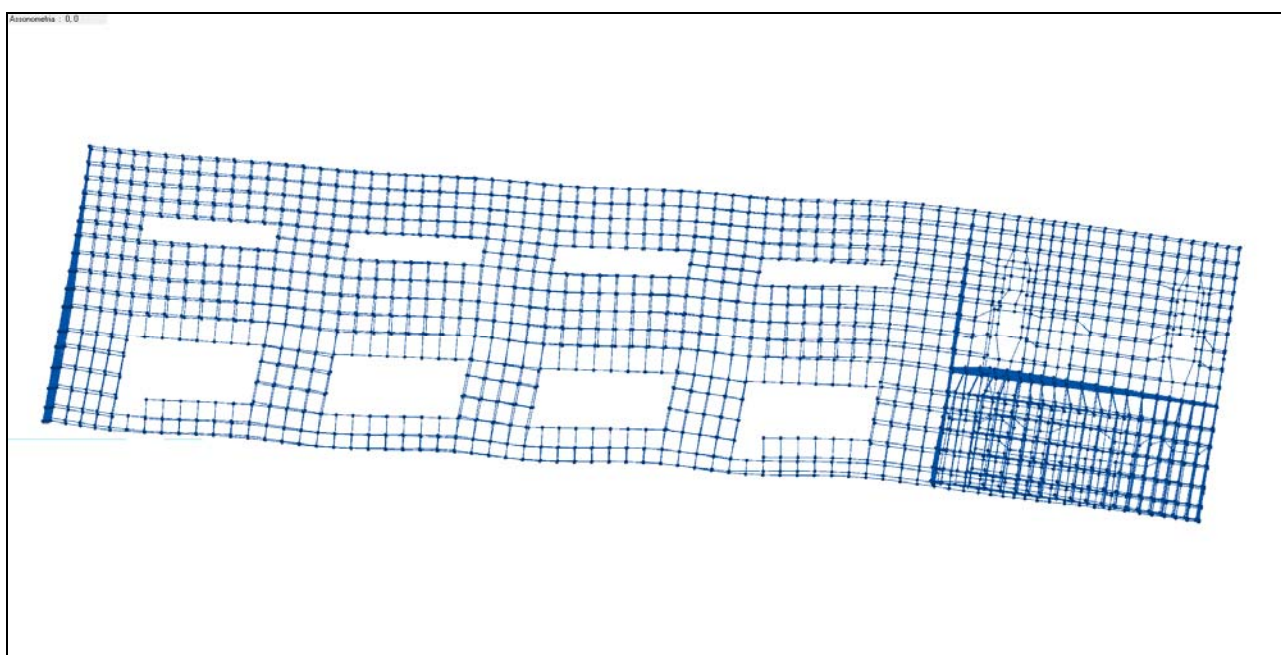
In allegato sono riportati i risultati completi relativi a:

- **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**

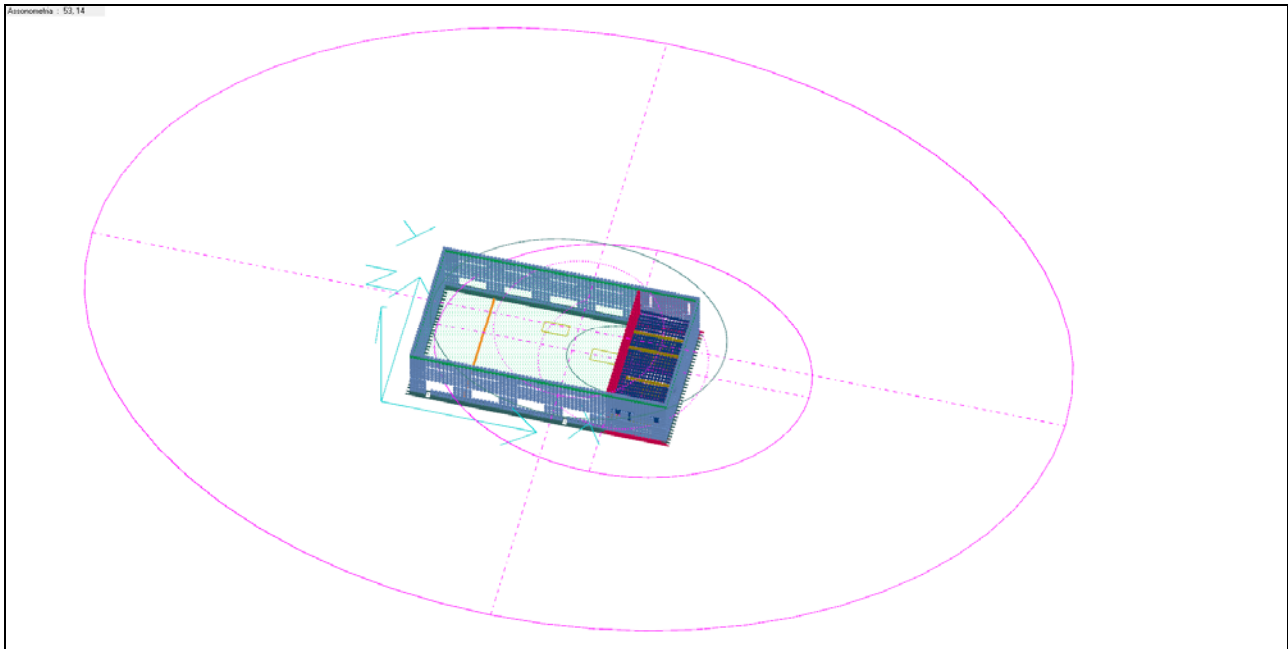
Di seguito si riportano le visualizzazioni grafiche dei modi principali di vibrare e dell'ellisse delle rigidezze.



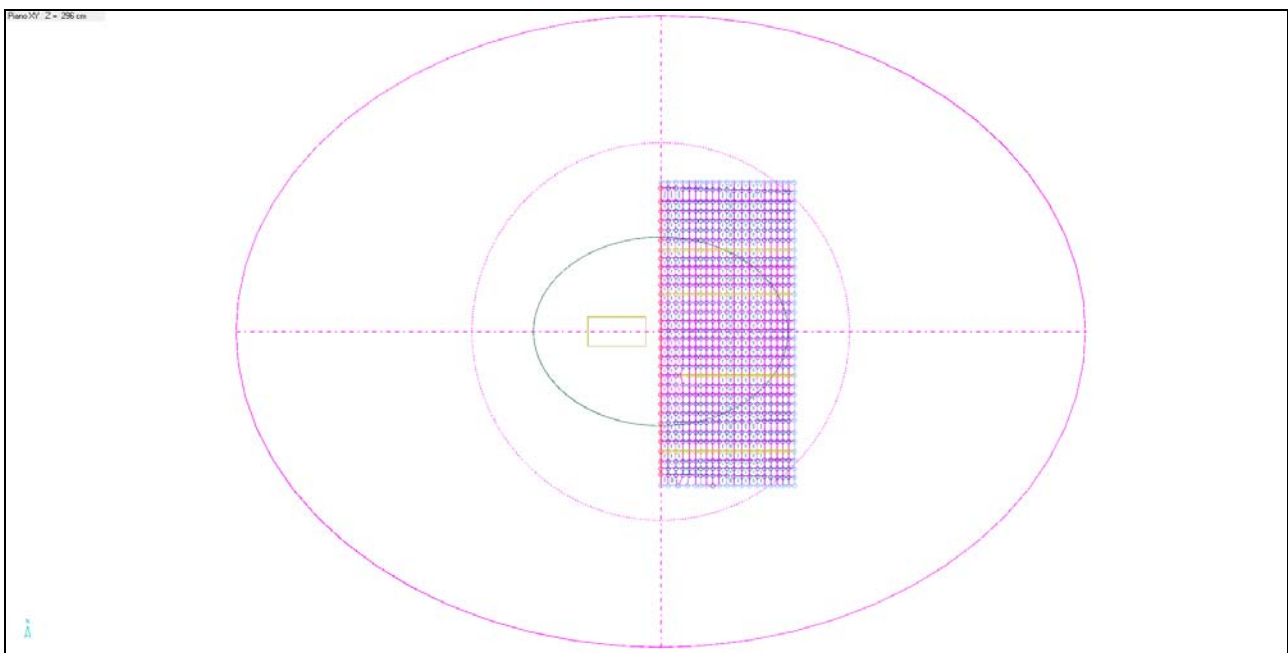
Modo di vibrare 1 (Periodo 0.226 s, %Y 93.461)



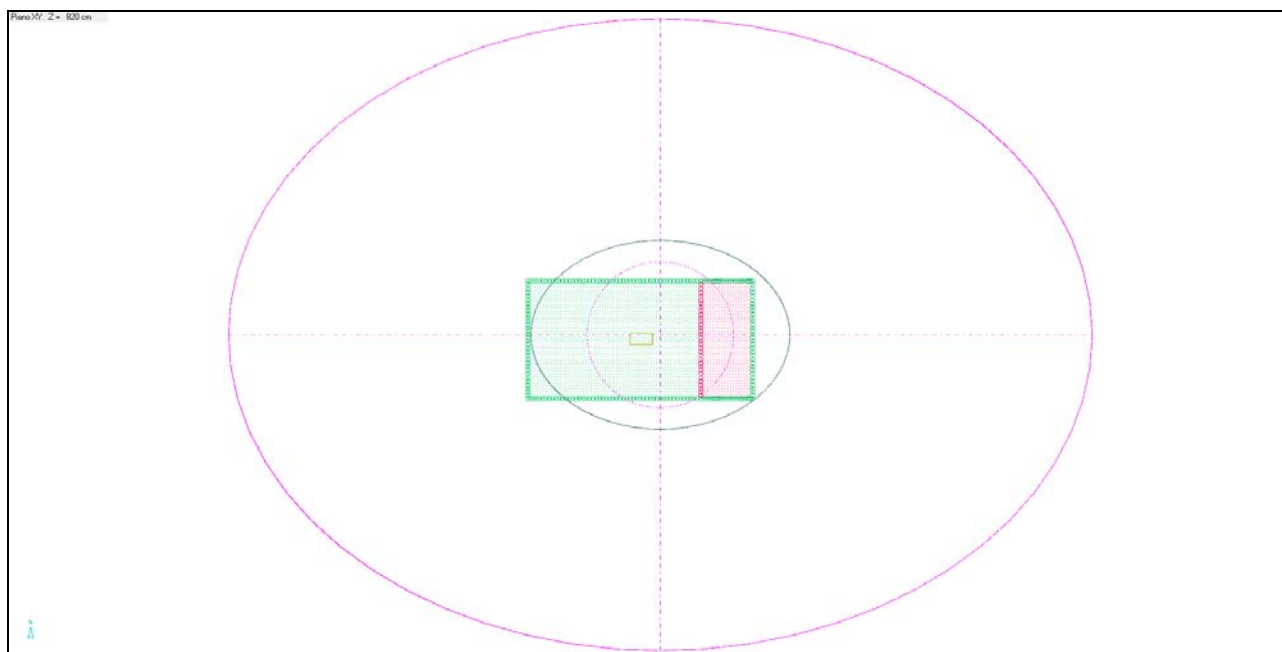
Modo di vibrare 2 (Periodo 0.168 s, %X 94.876)



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



Vista piano + 3.10 (Viola ellisse rigidezze, Verde regione di nocciolo (0.3 ellisse), Giallo Rettangolo Baricentrico).



Vista piano + 8.20 (Viola ellisse rigidzze, Verde regione di nocciolo (0.3 ellisse), Giallo 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	SETTI IN CEMENTO ARMATO	1.087.432
PESO PROPRIO	SOLAIO + 3.10	117.004
PESO PROPRIO	SOLAIO + 8.20	1.045.857
PERMANENTI	SOLAIO + 3.10	265.561
PERMANENTI	SOLAIO + 8.20	209.665
VARIABILI	SOLAIO + 3.10 (cat. B1)	12.796
VARIABILI	SOLAIO + 8.20 (cat. H1)	0
VARIABILI	NEVE	0

PESO PROPRIO	SOMMANO	2.250.293
PERMANENTI	SOMMANO	475.226
VARIABILI	SOMMANO	12.796
PESO TOTALE	SOMMANO	2.738.316

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:

$$T_1 = 0.050 \times 9.95^{3/4} = 0.28 \text{ s}$$

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

$$T_{1x} = 2 \times 0.00771^{1/2} = 0.176 \text{ s}$$

$$T_{1y} = 2 \times 0.01445^{1/2} = 0.240 \text{ s}$$

( $d_x$  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 uguale con tutte le formulazioni utilizzate e corrisponde a quella massima **Sd = 0.47 g**.

La forza complessiva applicata alla struttura (con  $\lambda = 1$ ) per ciascuna direzione è pertanto pari a:

$$F_h = 0.47g \times 2.738.316/g = \mathbf{1.287.008 \text{ daN}}$$

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

$$F_{h1} = 191.351 \text{ daN}$$

$$F_{h2} = 1.095.657 \text{ daN}$$

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

$$F_{h1} = 185.377 \text{ daN}$$

$$F_{h2} = 1.101.804 \text{ daN}$$

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 due soli modi di vibrare e l'ordinata spettrale di progetto che è la massima in entrambi i casi).

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<sub>g</sub>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:

Palestra

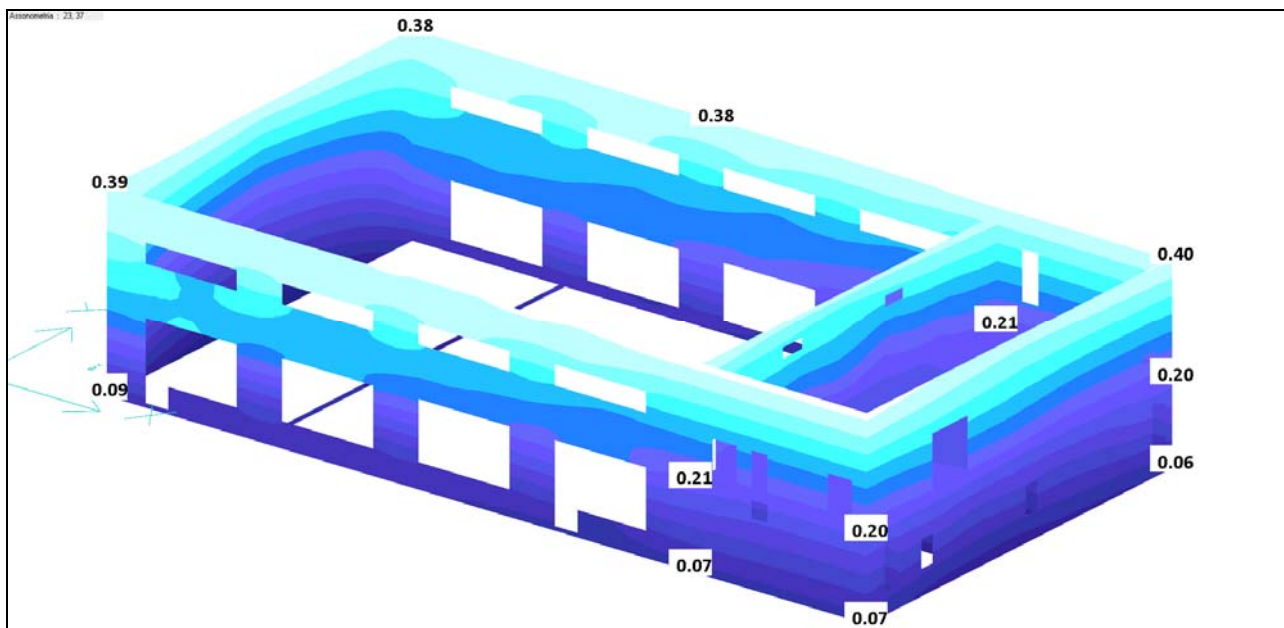
- quota + 4.00                      D max: 0.49 cm

Atrio

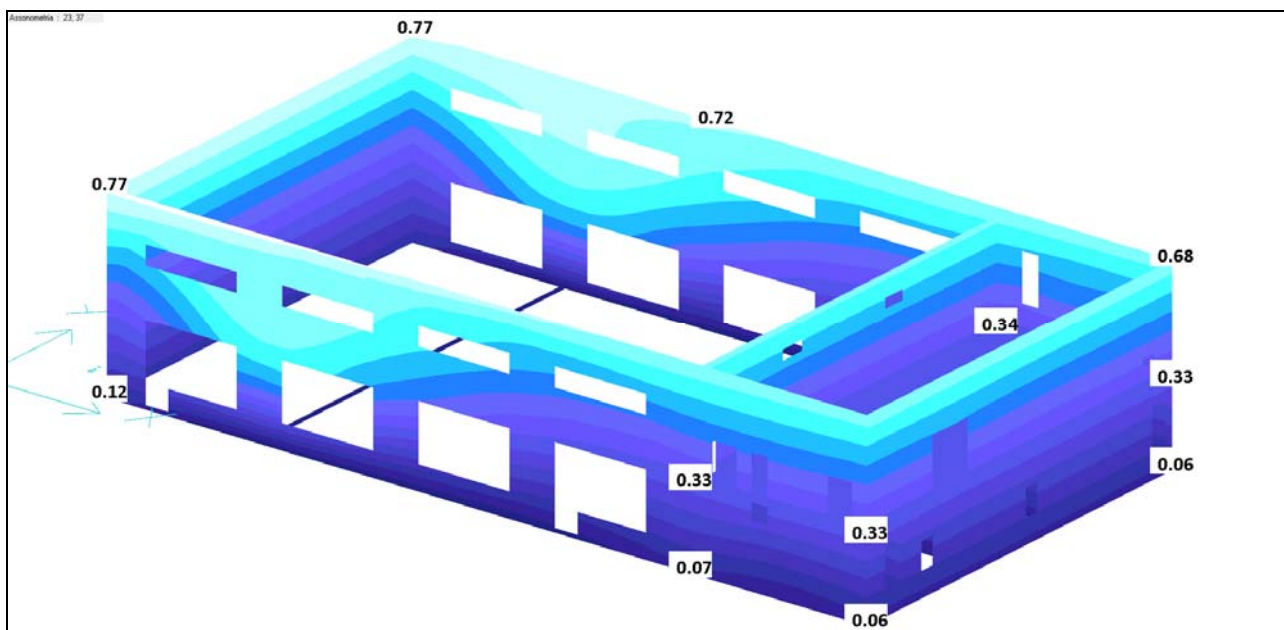
- quota + 4.00                      D max: 1.05 cm

Da cui si ottiene un valore minimo del giunto strutturale pari a: 1.54 cm (è stato utilizzato **5 cm**).

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



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



Spostamenti Y [cm] (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  $q \leq 1.5$  (non devono pertanto essere rispettati i requisiti geometrici e di armature previsti per le strutture a comportamento dissipativo).

#### 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.

I ganci della tenda di separazione del piano di gioco i cui dovranno essere dimensionati a cura dell'impresa che fornirà l'elemento in base alle specifiche proprie e secondo i criteri di sicurezza riportati nella presente relazione.

In allegato i **risultati completi 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.

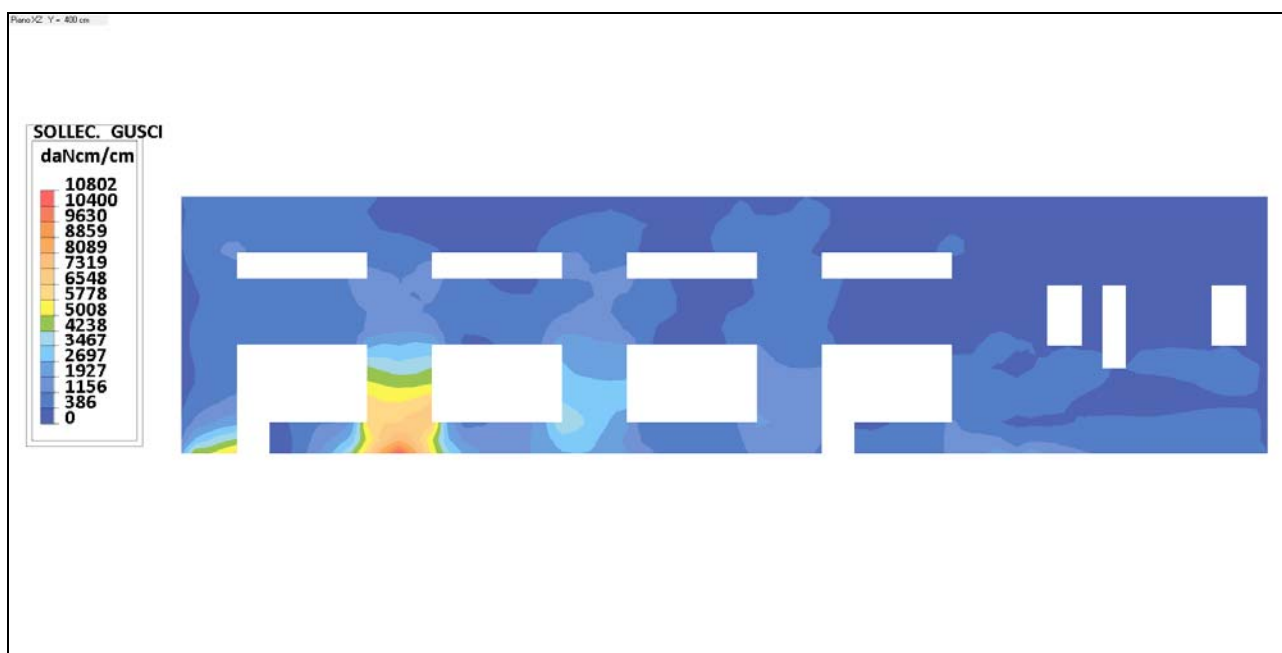
Nel programma di calcolo DOLMEN 19 è utilizzato il metodo di Wood, descritto nell'EC2, Appendice F.

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

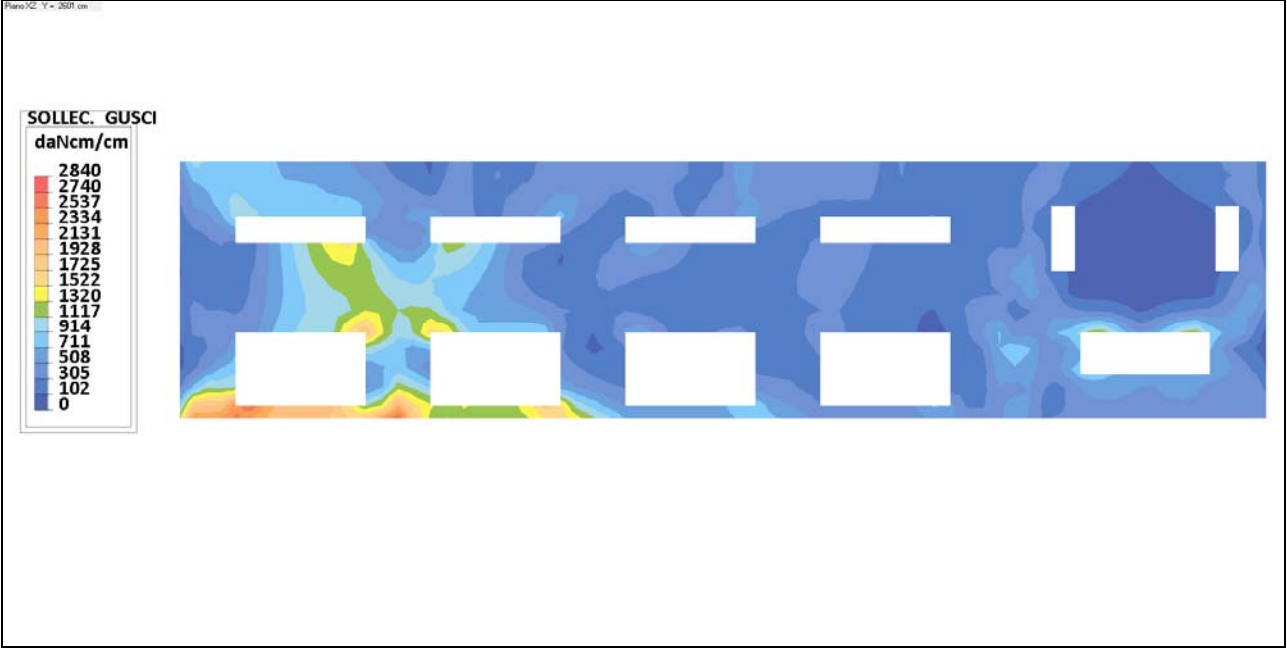


Sforzi di WOOD Mx

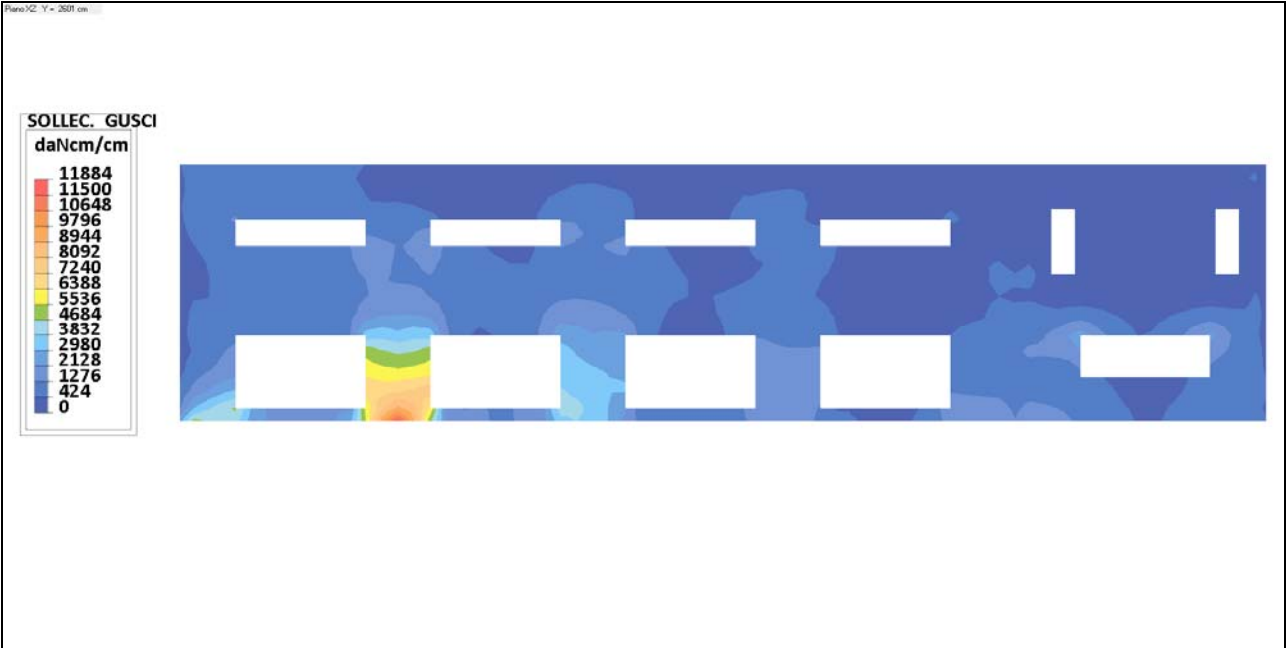


Sforzi di WOOD My

SL\_E\_6

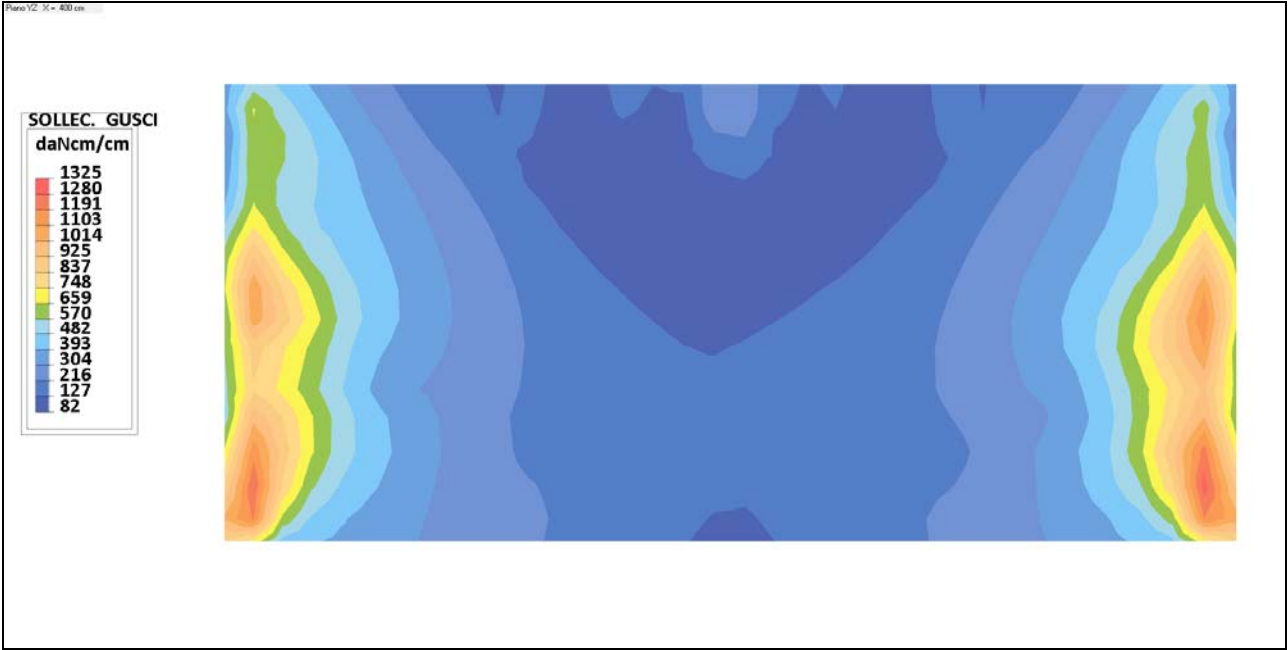


Sforzi di WOOD Mx

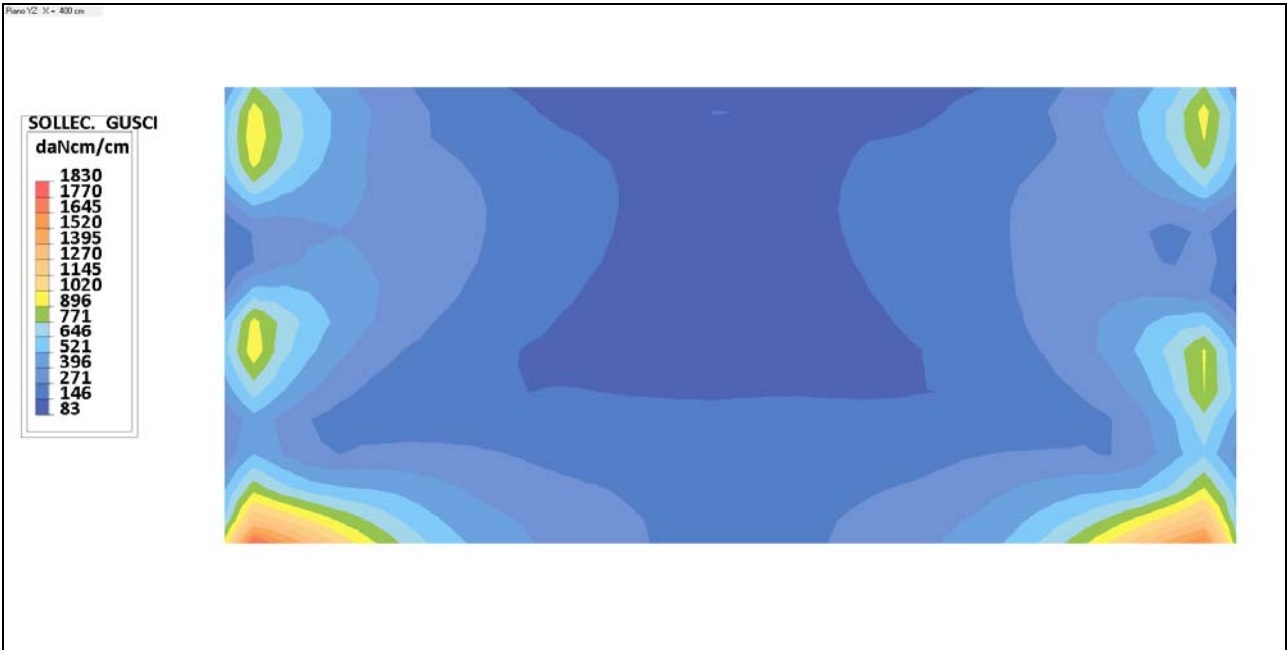


Sforzi di WOOD My

ST\_E\_A

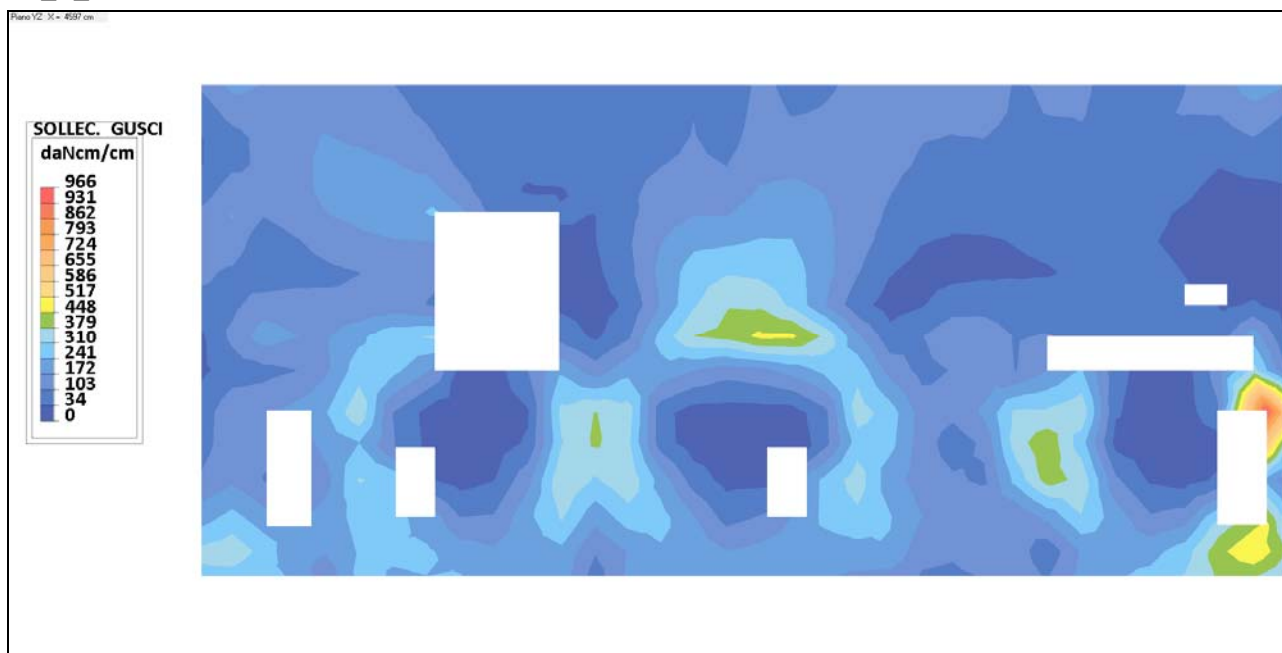


Sforzi di WOOD Mx

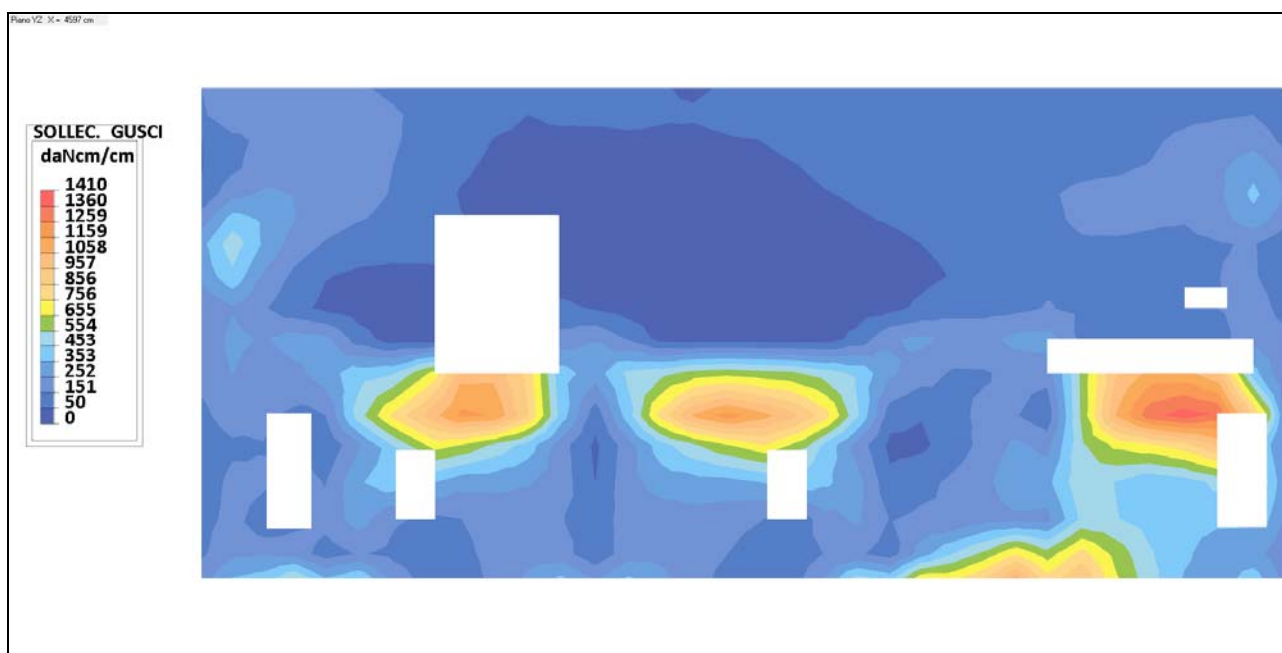


Sforzi di WOOD My

## ST\_E\_D



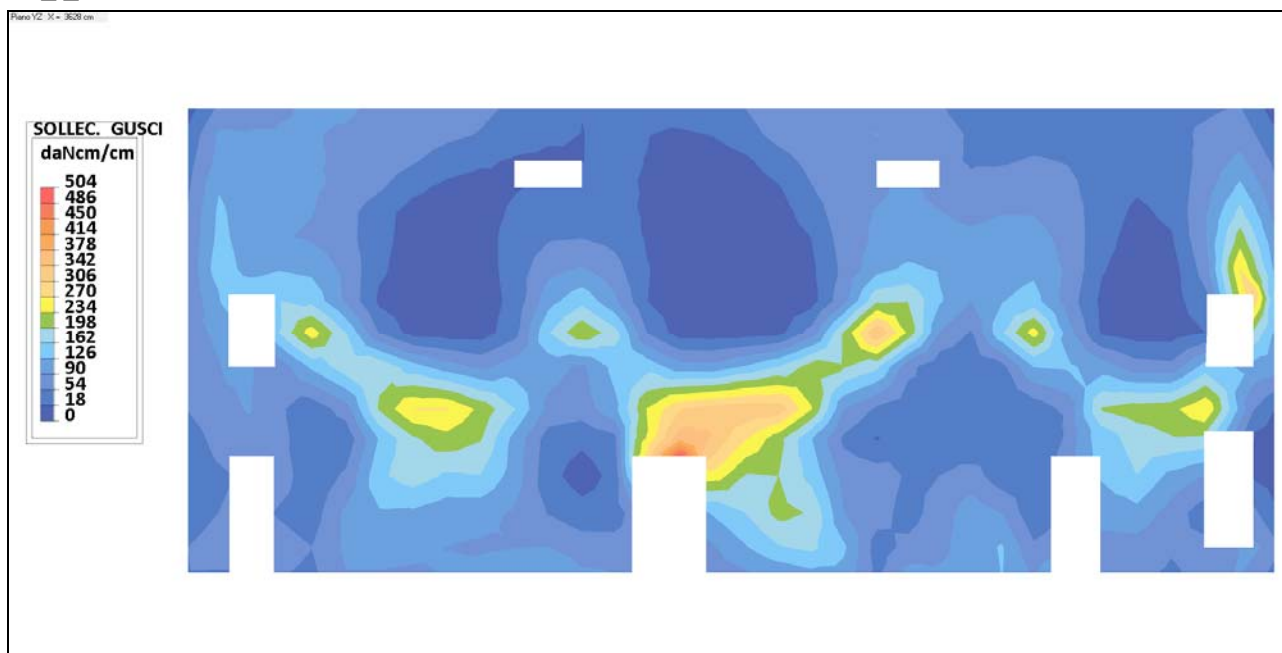
Sforzi di WOOD Mx



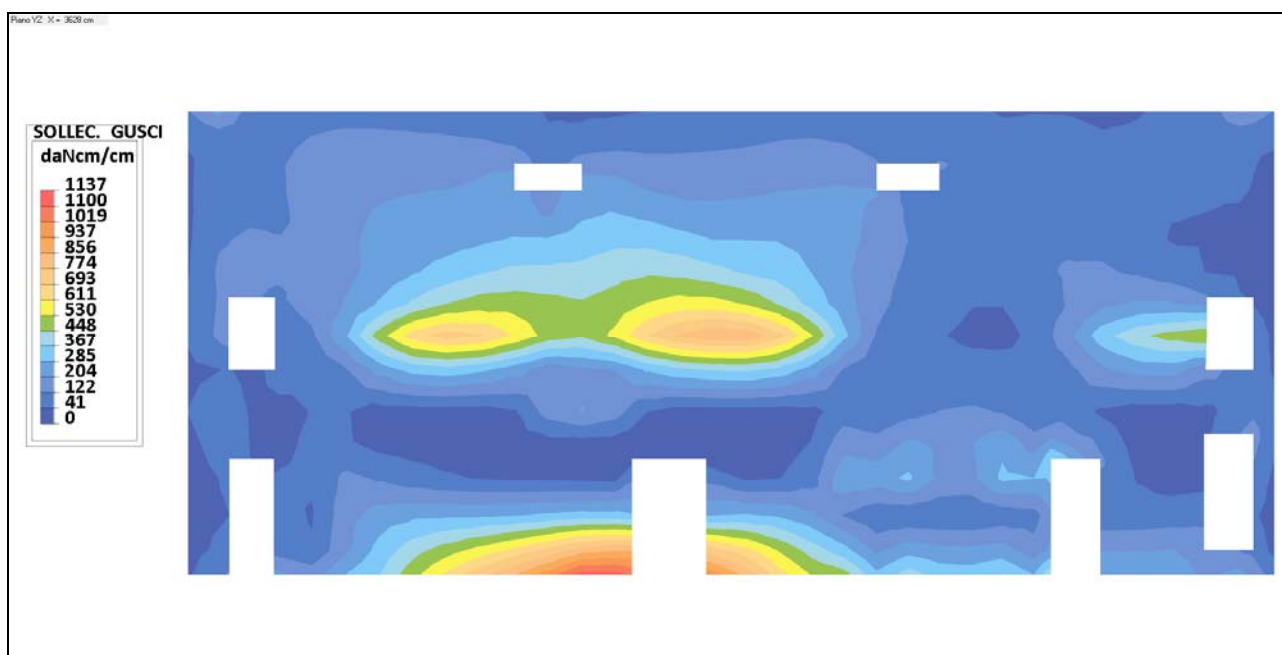
Sforzi di WOOD My



## ST\_I\_C

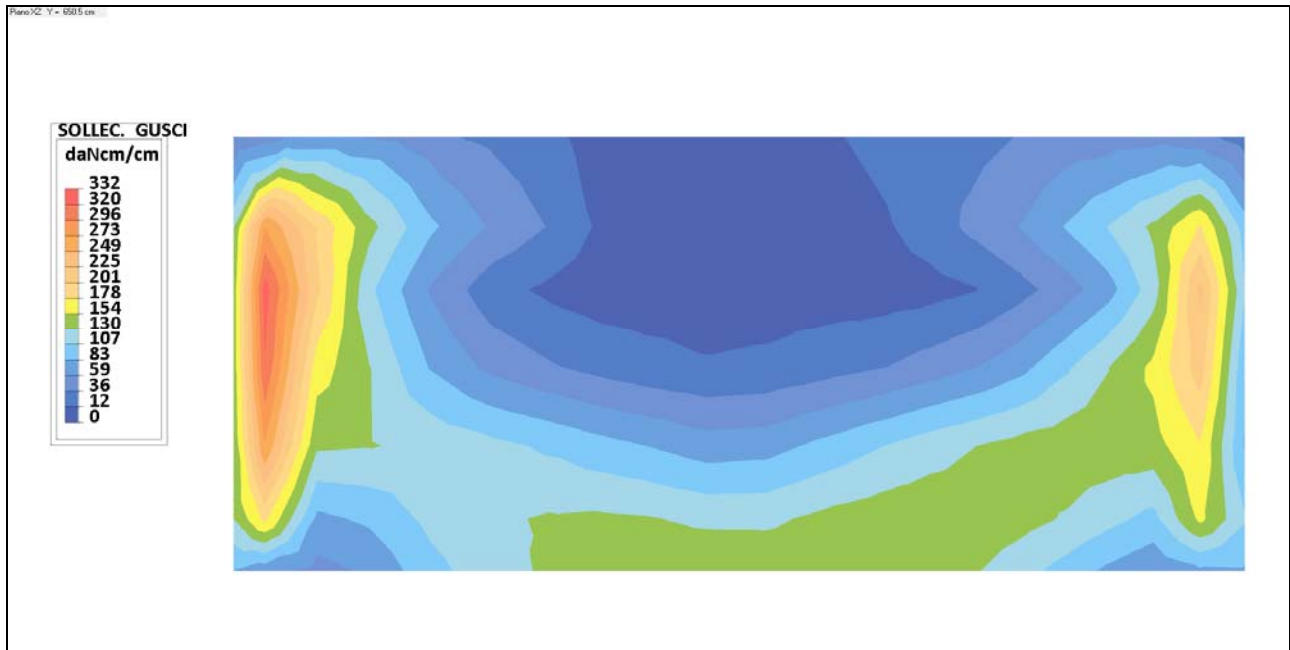


Sforzi di WOOD Mx

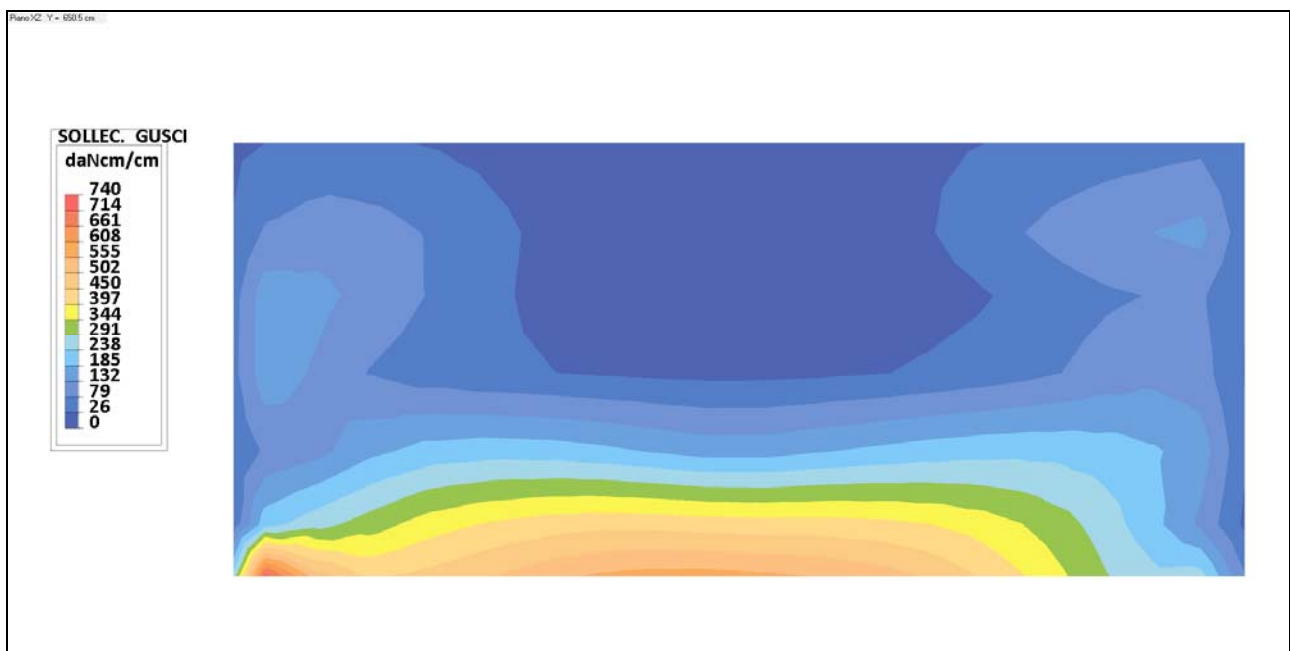


Sforzi di WOOD My

## SL\_I\_2

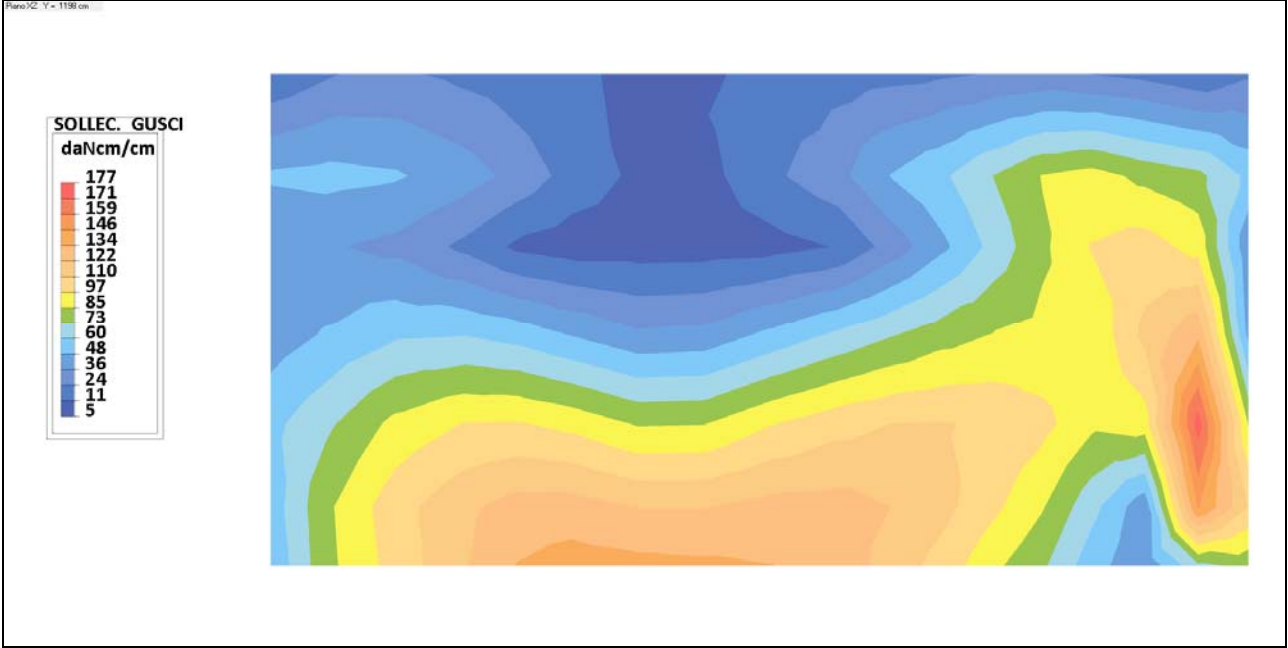


Sforzi di WOOD Mx

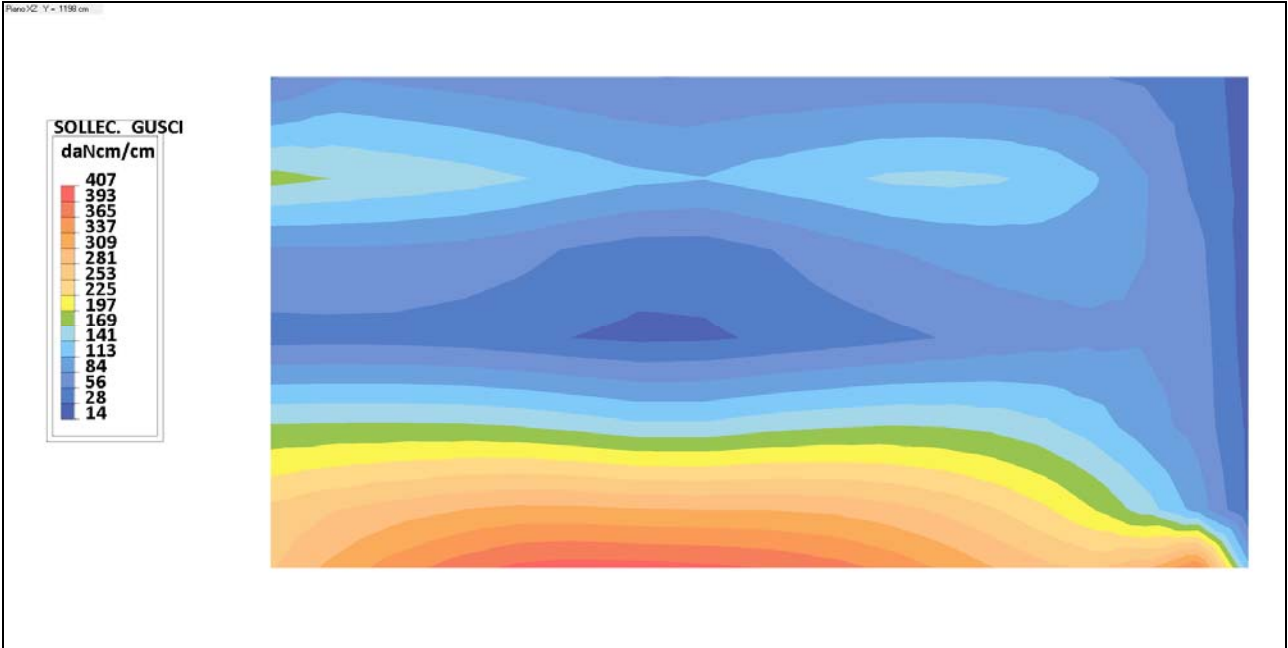


Sforzi di WOOD My

SL\_I\_3

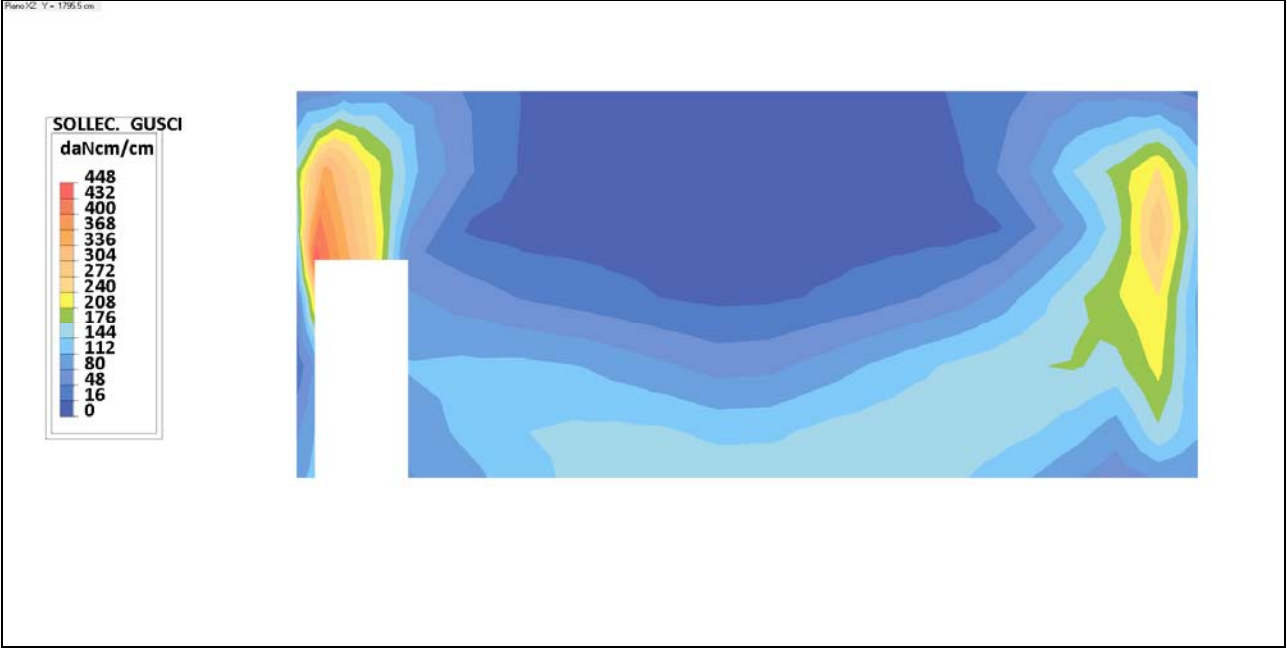


Sforzi di WOOD Mx

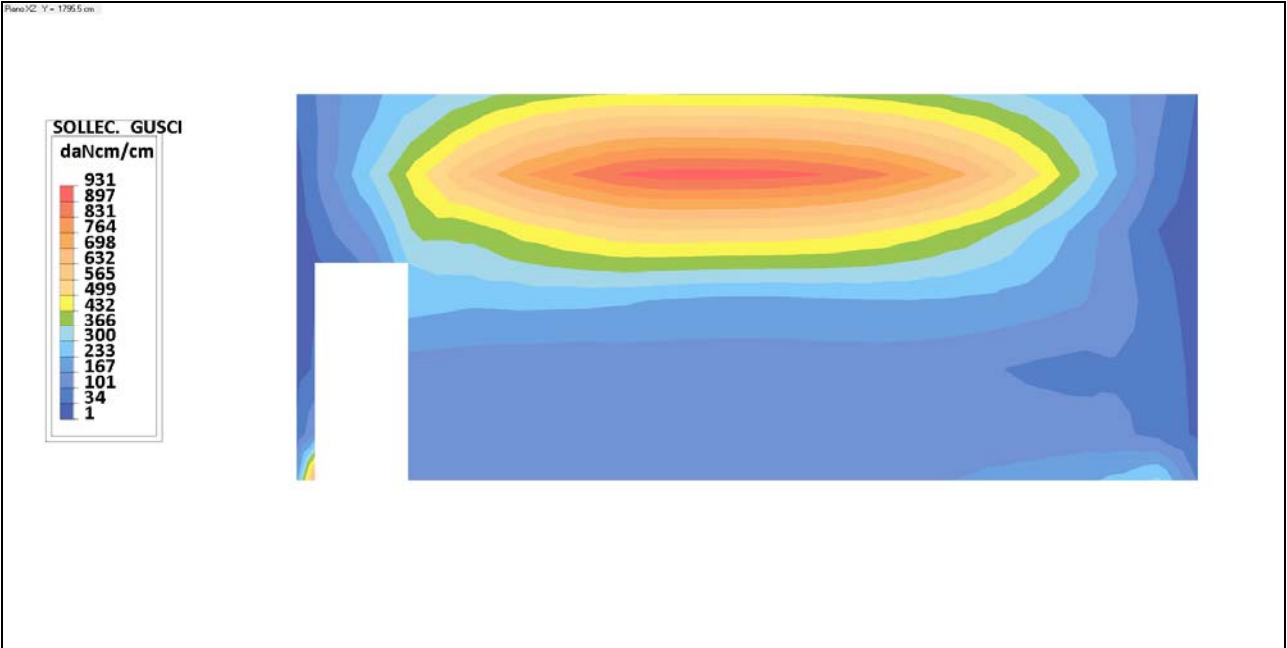


Sforzi di WOOD My

SL\_I\_4

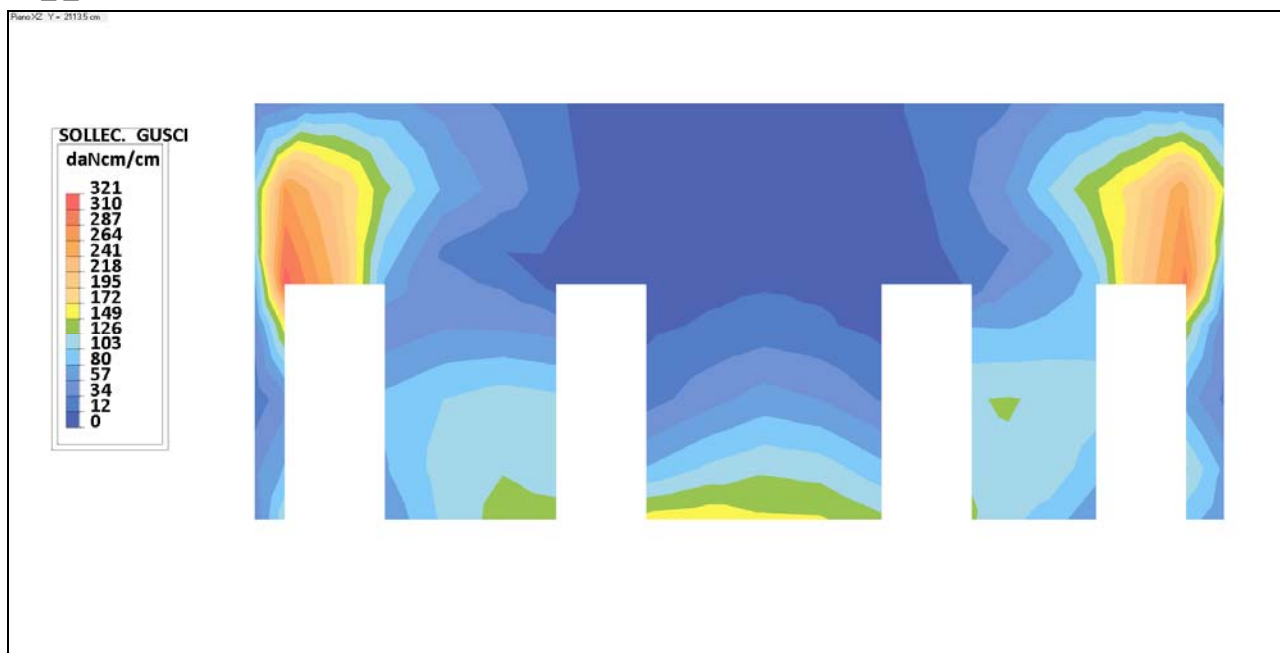


Sforzi di WOOD Mx

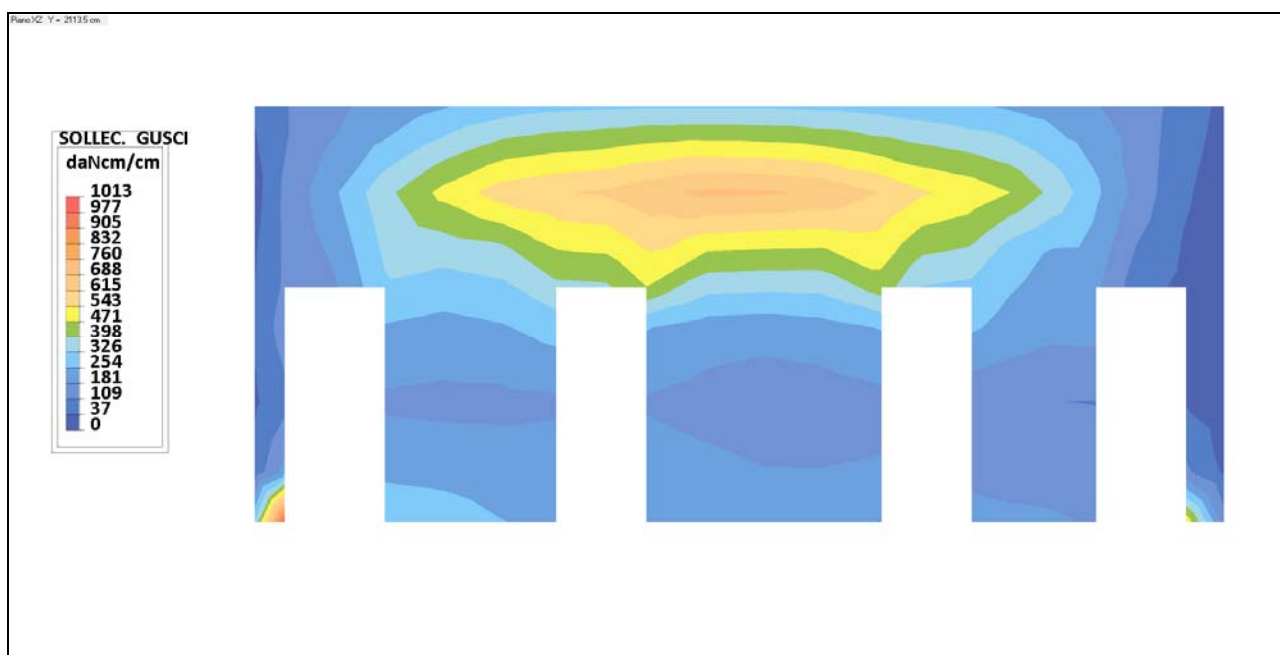


Sforzi di WOOD My

## SL\_I\_5



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 **1.287.008 daN** (calcolato con l'analisi statica lineare).

Vista la differenza di dimensioni e spessori (e quindi di rigidezza) è possibile ritenere che le forze di taglio interessino principalmente i setti esterni.

Per il confronto sono stati pertanto controllati i valori di taglio integrato per i setti longitudinali.

Il taglio alla base per i due setti longitudinali esterni (SL\_E\_1 e SL\_E\_6) ottenuto con il programma di calcolo nelle condizioni a Stato Limite Ultimo è pari rispettivamente a:

SL\_E\_1: 674.118 daN

SL\_E\_6: 663.510 daN

Totale: 1.337.628 daN

Tale valore appare congruente con l'azione di Taglio alla base dovuta alle azioni sismiche (1.287.008 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 Vrsd (resistenza di progetto a taglio/trazione) e Vrcd (resistenza di progetto a taglio compressione) (NTC18 4.1.2.3.5.2):

SL\_E\_1: Taglio = 674.118 daN      Vrsd = 2.338.495 daN      Vrcd = 4.264.423 daN

SL\_E\_6: Taglio = 663.510 daN      Vrsd = 3.481.157 daN      Vrcd = 4.548.423 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 – Locale Impianti	Dx max: 0.14 cm	pari a 0.033% h
	Dy max: 0.21 cm	pari a 0.051% h
▪ Locale Impianti - Copertura	Dx max: 0.15 cm	pari a 0.028% h
	Dy max: 0.23 cm	pari a 0.043% h

e quindi risultano ampiamente 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.

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

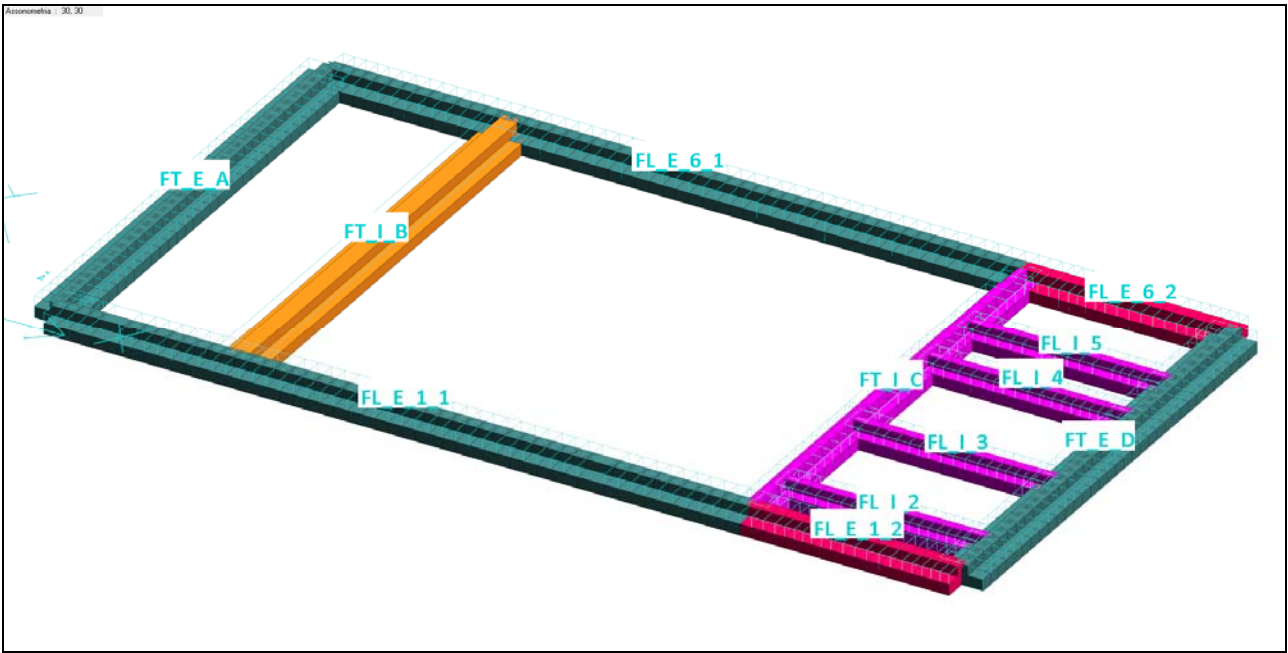
In allegato i **risultati completi delle verifiche di resistenza** dei solai in cemento armato (NTC18 4.1.2.3.1 e 7.4.4) e delle fondazioni.

#### Sismica: Fondazioni (NTC18 7.2.5)

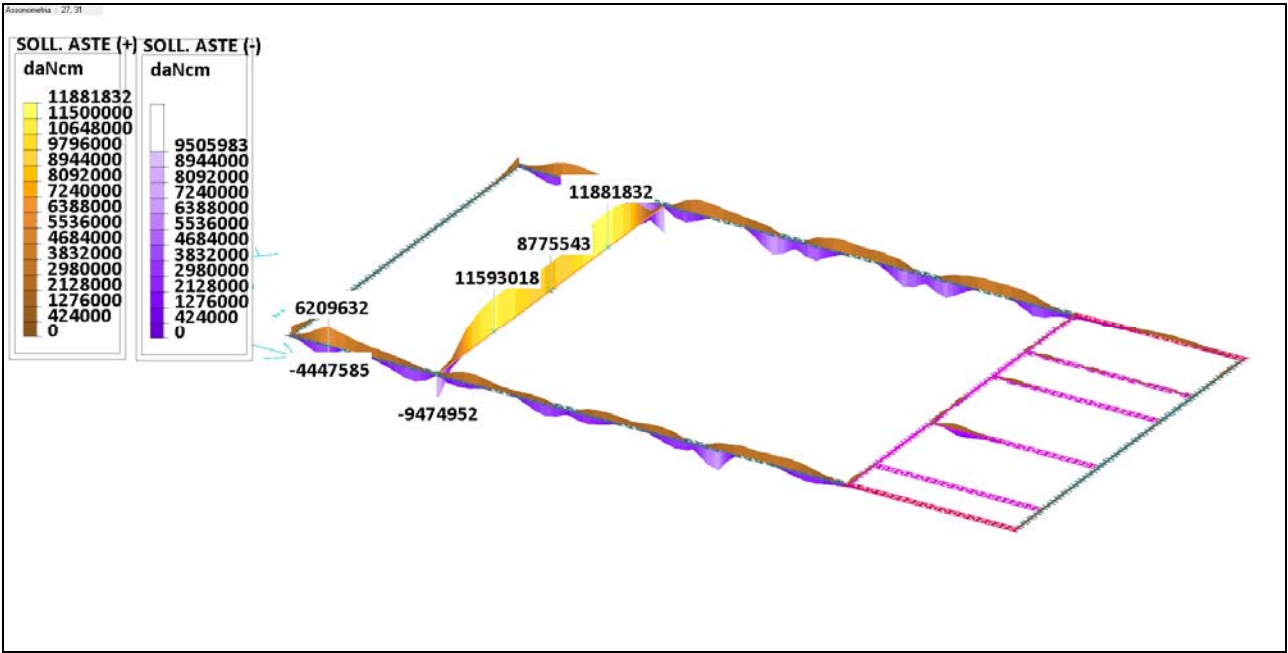
Le fondazioni sono state dimensionate derivando le azioni dall'analisi del comportamento dell'intero edificio ipotizzando un comportamento strutturale non dissipativo. Non sono quindi necessarie armature per ottenere un comportamento duttile.

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).

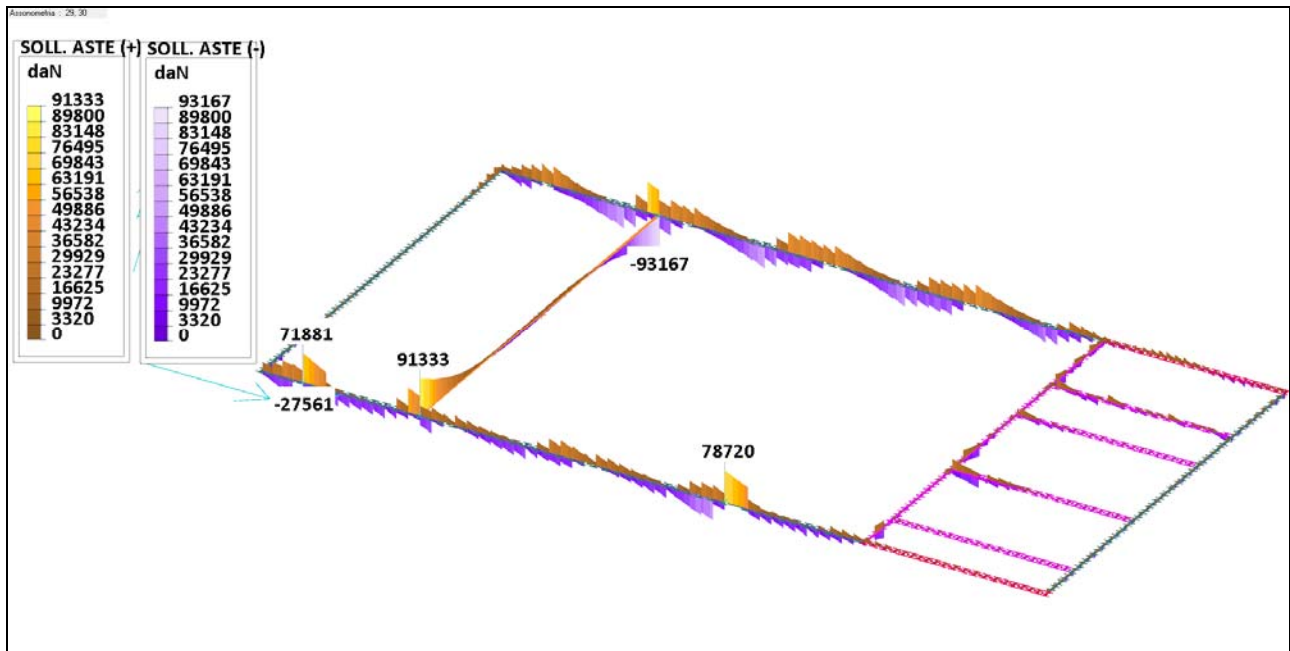
In allegato i **risultati completi delle verifiche di resistenza** delle travi di fondazione.



Vista assonometrica travi di fondazione



Vista assonometrica travi di fondazione – Momenti Flettenti

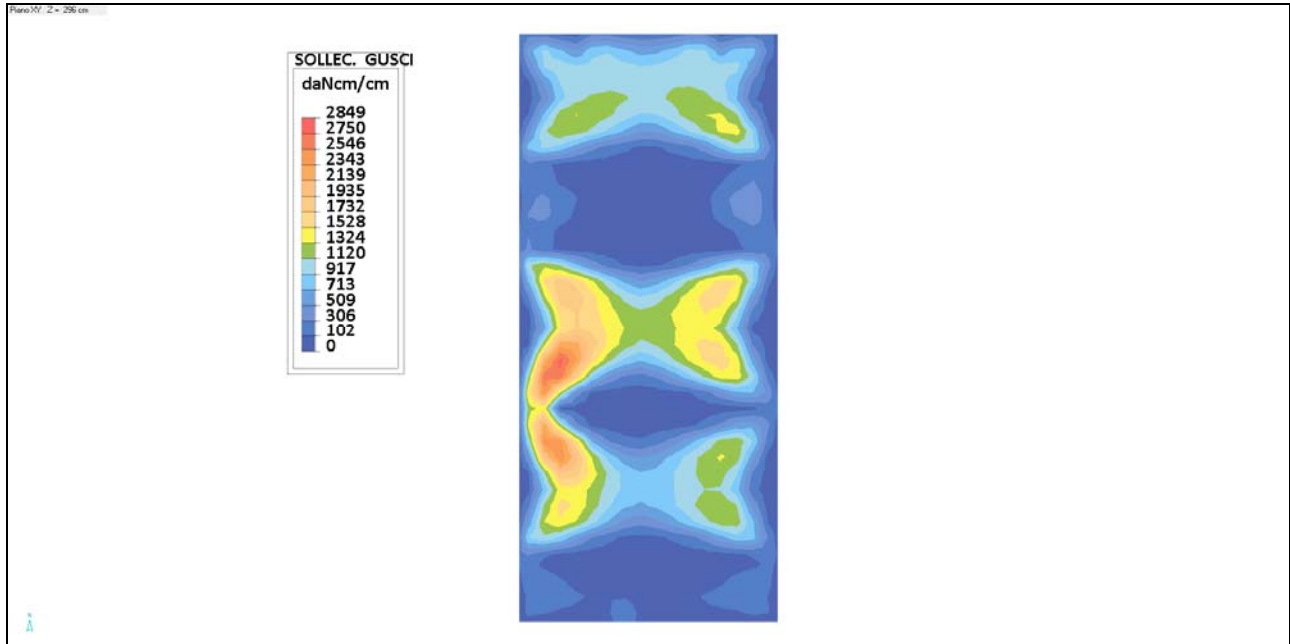


Vista assonometrica travi di fondazione – Taglio

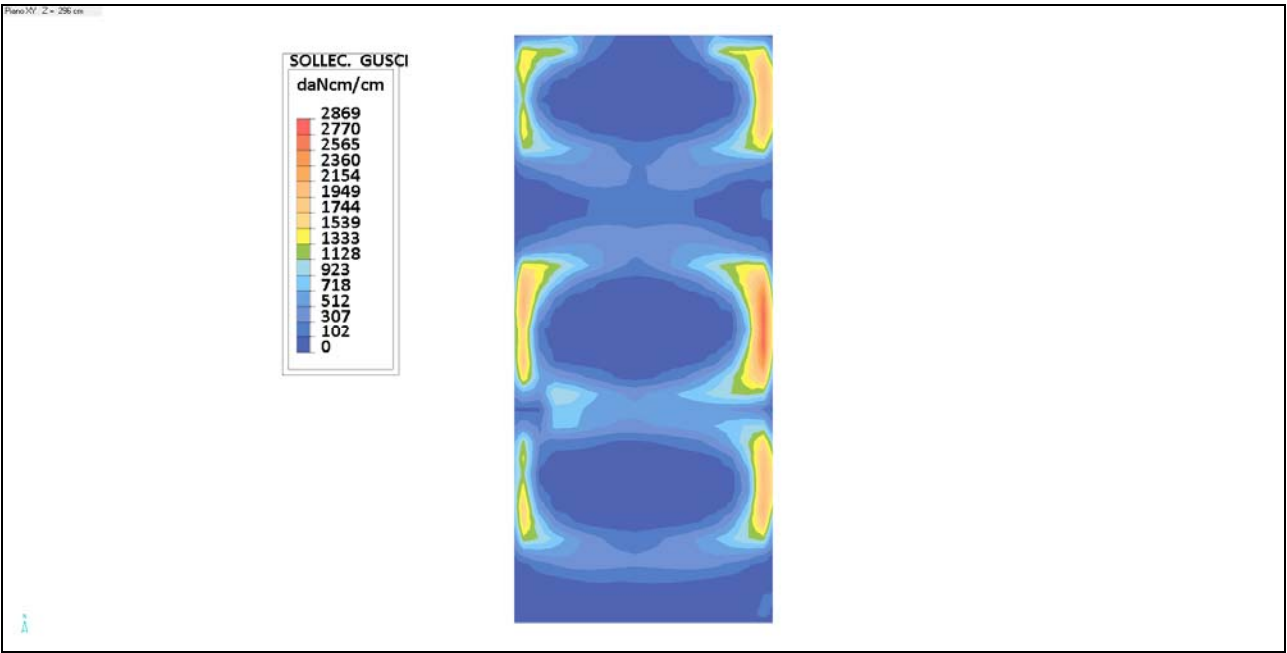
### Grafici sforzi di Wood nel solaio in cemento armato

Si riporta di seguito la visualizzazione grafica degli sforzi di Wood massimi per il **solaio in cemento armato del locale impianti tecnologici**.

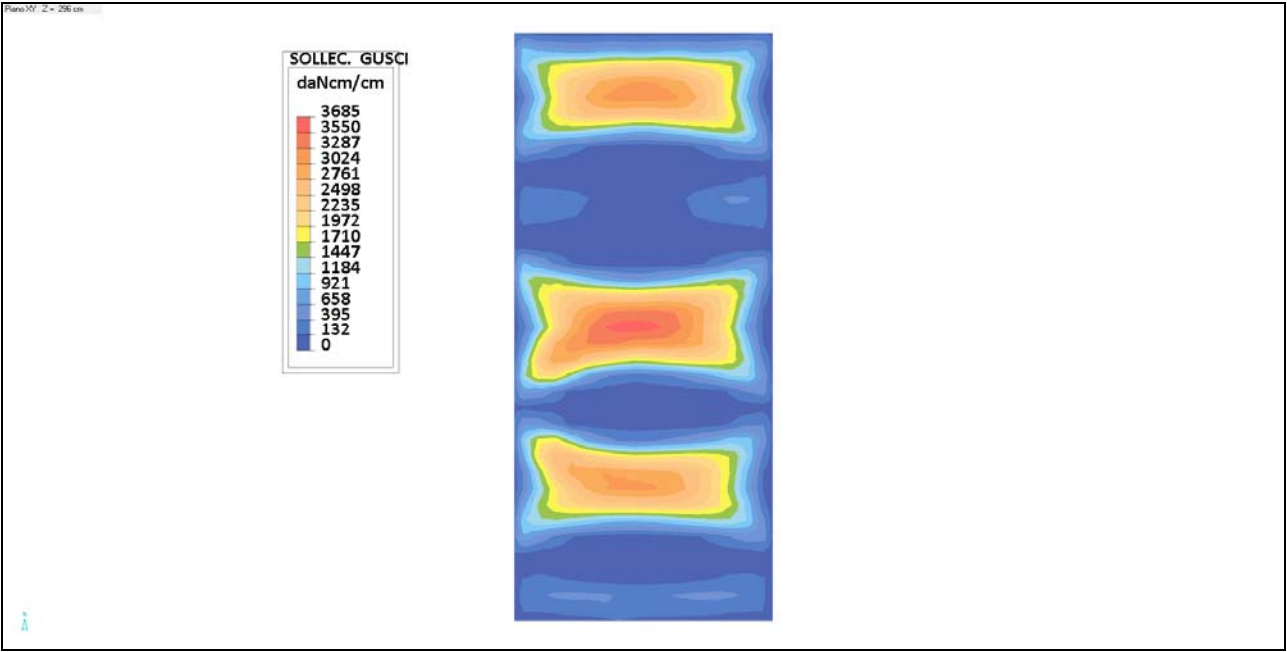
### SOLAIO LOCALE IMPIANTI TECNOLOGICI



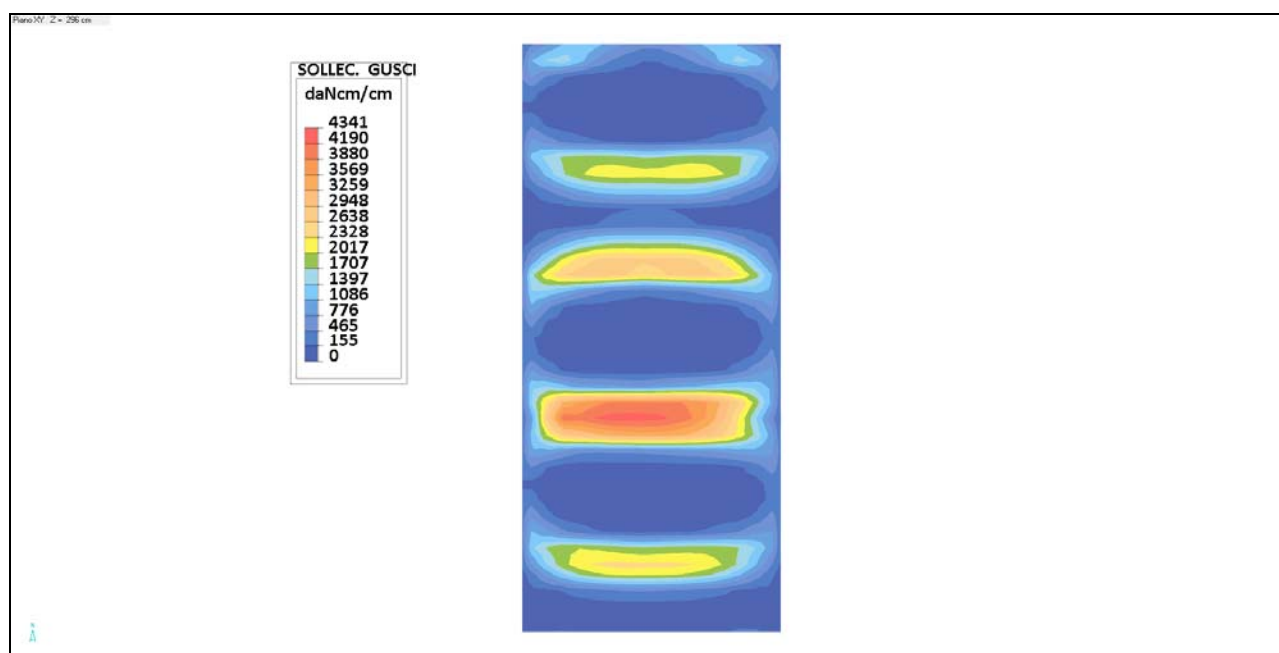
Sforzi di WOOD Mx inf



Sforzi di WOOD Mx sup



Sforzi di WOOD My inf



Sforzi di WOOD My sup

## Solai copertura

I solai di copertura in elementi prefabbricati dovranno essere in grado di sostenere i carichi indicati nella presente relazione.

Si distinguono pertanto due situazioni:

- solaio costituito da elementi precompressi ad intradosso ed estradosso piano sopra il campo di gioco
- solaio costituito da elementi alveolari precompressi sopra il locale impianti

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 sopra piano di gioco	Solaio sopra locale impianti
Altezza elemento (ipotizzata)	he [cm]	80	45
Altezza cappa superiore	hs [cm]	10	5
Altezza totale	H [[cm]	90	50
Luce di calcolo	L [m]	23.0	10.0
Peso Proprio (ipotizzato)	PP [daN/mq]	1225	750
Permanenti Totali	Perm. [daN/mq]	220*	520
Variabili (H1+neve)	Acc. [daN/mq]	170	170
Momento a SLU (Compreso Peso Proprio)	Mt [daNm]	155.000	28.000
Momento a SLU (Utile)	Mu [daNm]	42.000	14.000
Taglio a SLU (Compreso Peso Proprio)	Tt [daN]	27.000	11.000
Taglio a SLU (Utile)	Tu [daN]	7.500	6.000

\* zona con la tenda divisoria

Le travi precomprese che saranno effettivamente utilizzate dovranno anche essere verificate per la componente sismica verticale (NTC80 7.2.2) secondo i criteri di sicurezza riportati nella presente relazione.

## 9.2.2 Verifiche a Stato Limite di Esercizio

Di seguito si riportano in dettaglio le condizioni verificate.

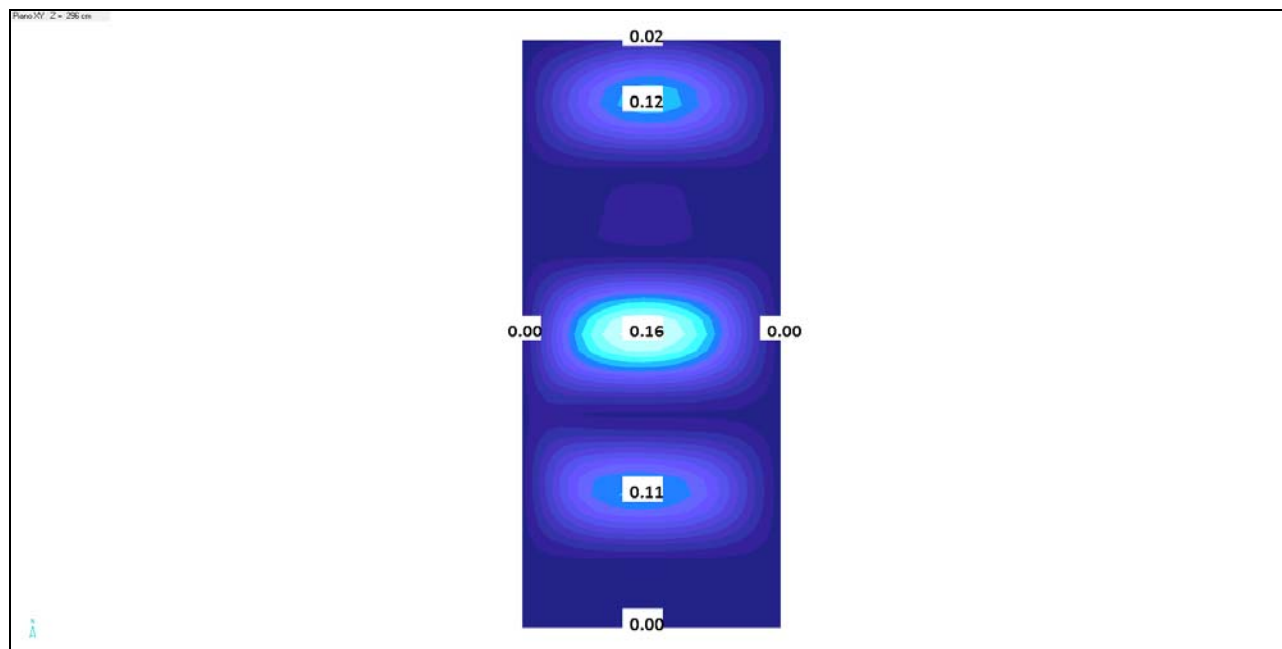
### Verifica di deformabilità (NTC18 4.1.2.2.2)

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 nel caso del locale impianti tecnologici.

### SOLAIO LOCALE IMPIANTI TECNOLOGICI



Deformazioni QP: Max = 0.16 cm Luce = 9.7 m Rapporto = 1/6062

### 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** del solaio locale impianti tecnologici.

### 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** del solaio locale impianti tecnologici.



## 9.3 Verifiche elementi in carpenteria metallica

La scala in oggetto è una struttura estremamente semplice dal punto di vista statico ed in caso di sisma si muoverà chiaramente insieme a tutto l'edificio a cui è agganciata.

A favore di sicurezza le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte con un'analisi statica lineare utilizzando il valore massimo dell'ordinata spettrale.

Il fattore di struttura utilizzato è, anche in questo caso pari, a  $q = 1.5$  mentre la Classe d'Uso impostata è la II (trattandosi di una scala utilizzata per la sola manutenzione).

Con tali parametri l'**ordinata spettrale di progetto** massima è  **$S_d = 0.421 g$** .

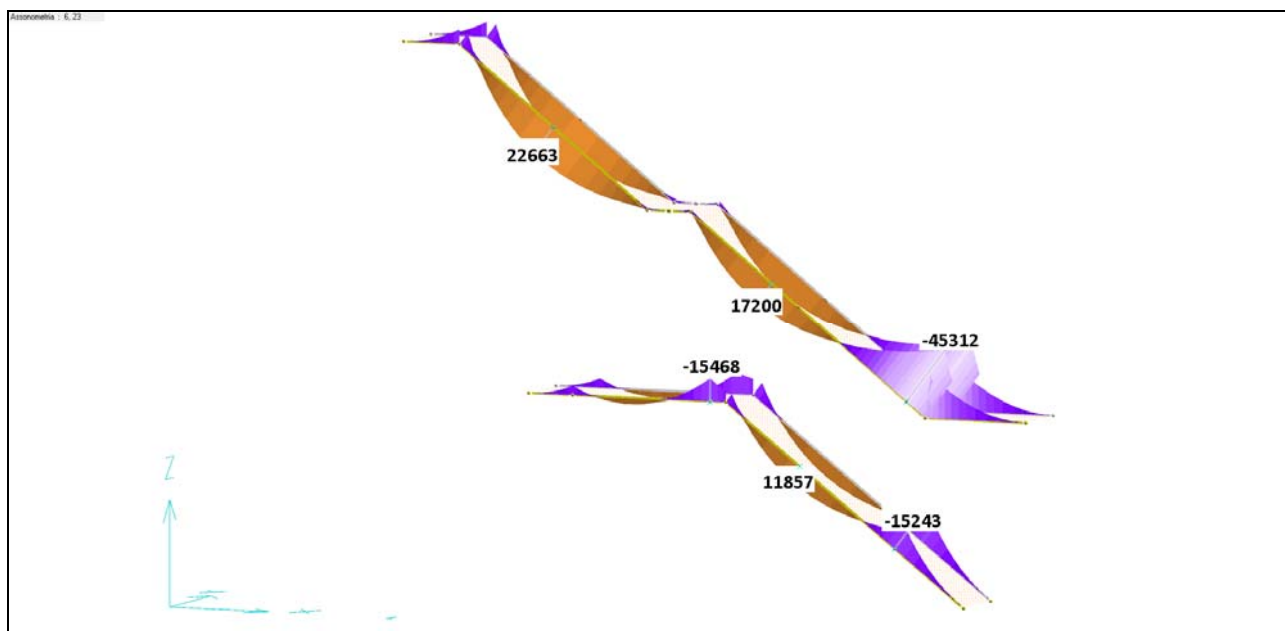
Visto l'utilizzo della struttura per la sola manutenzione i carichi variabili sono stati distinti in principali e secondari (NTC18 2.5.3).

### 9.3.1 Verifiche a Stato Limite Ultimo

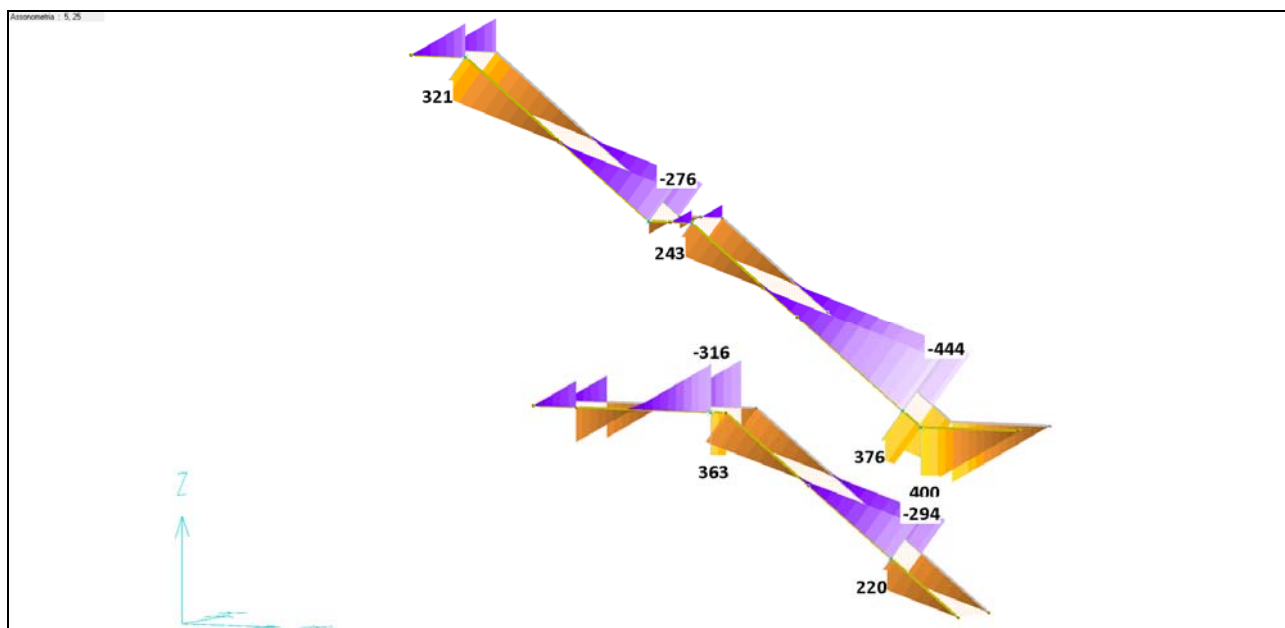
#### Resistenza delle strutture (NTC18 4.2.4)

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

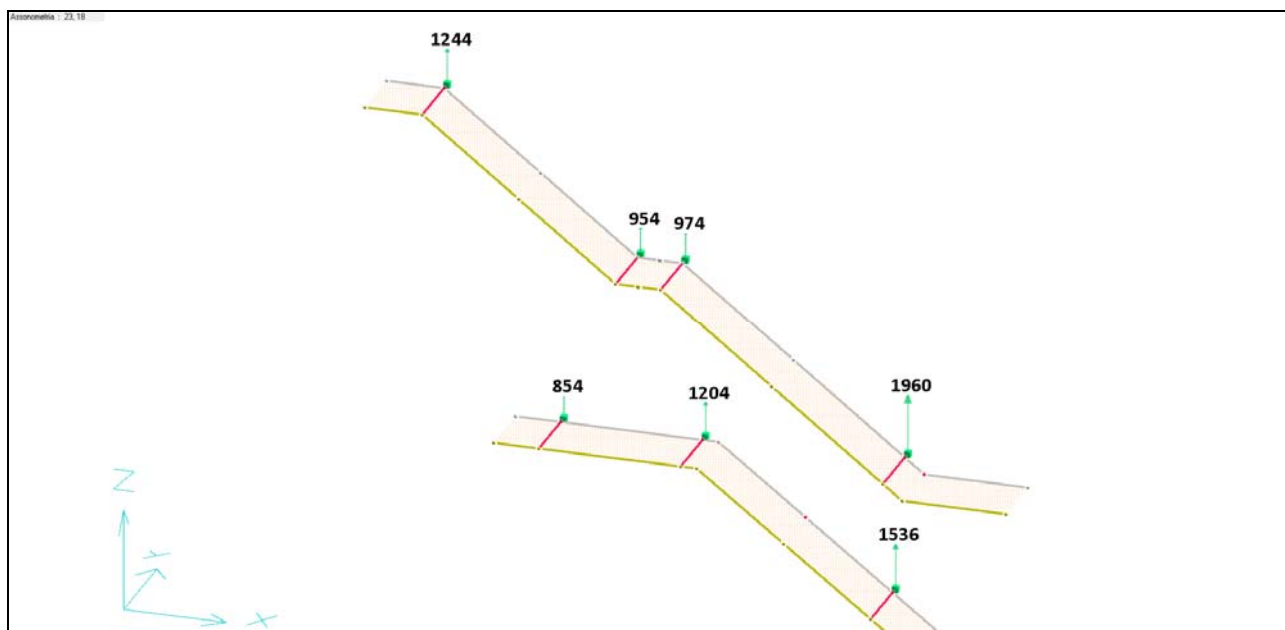
Di seguito si riportano i risultati delle verifiche in forma grafica degli elementi in acciaio (**in allegato i dettagli dei calcoli**).



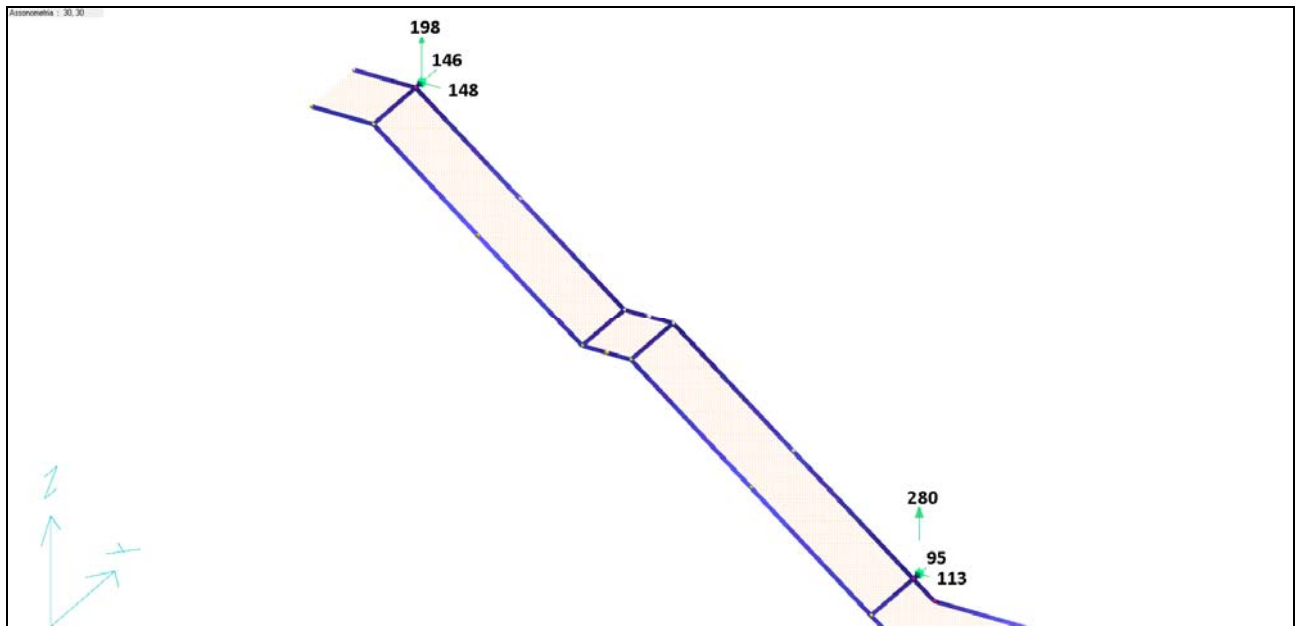
Andamento dei momenti nei cosciali (daNcm)



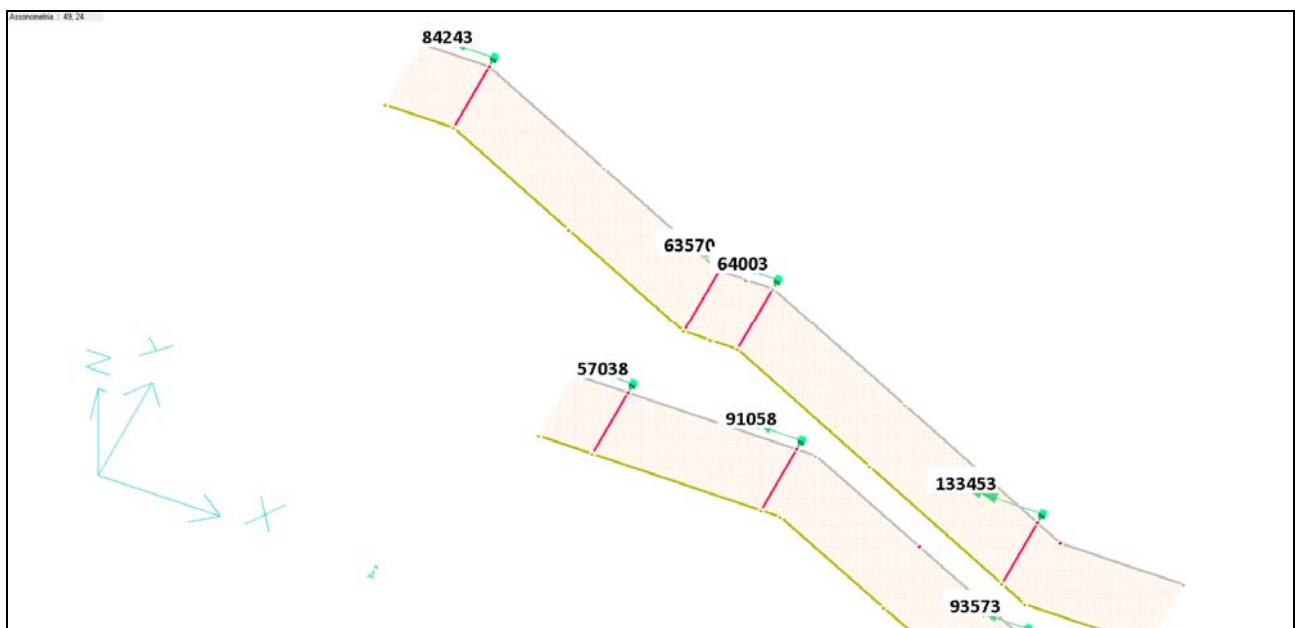
Andamento dei tagli nei cosciali (daN/cm)

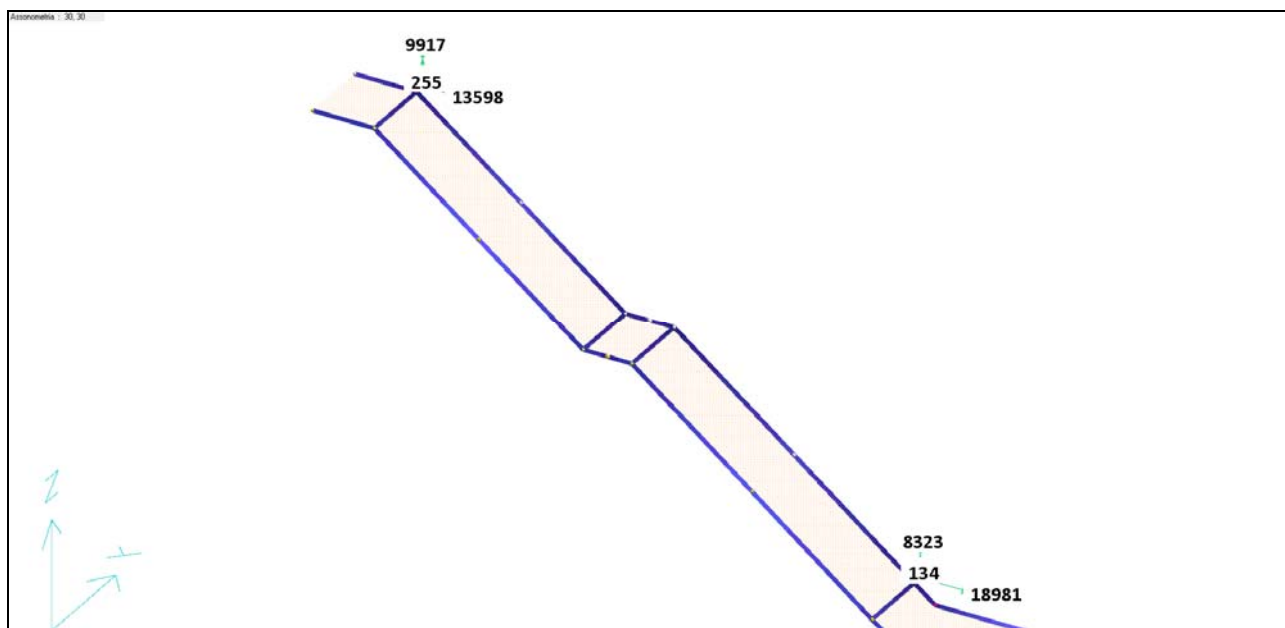


Reazioni vincolari nei punti di aggancio (Taglio principale in daN) (SLU Statico)

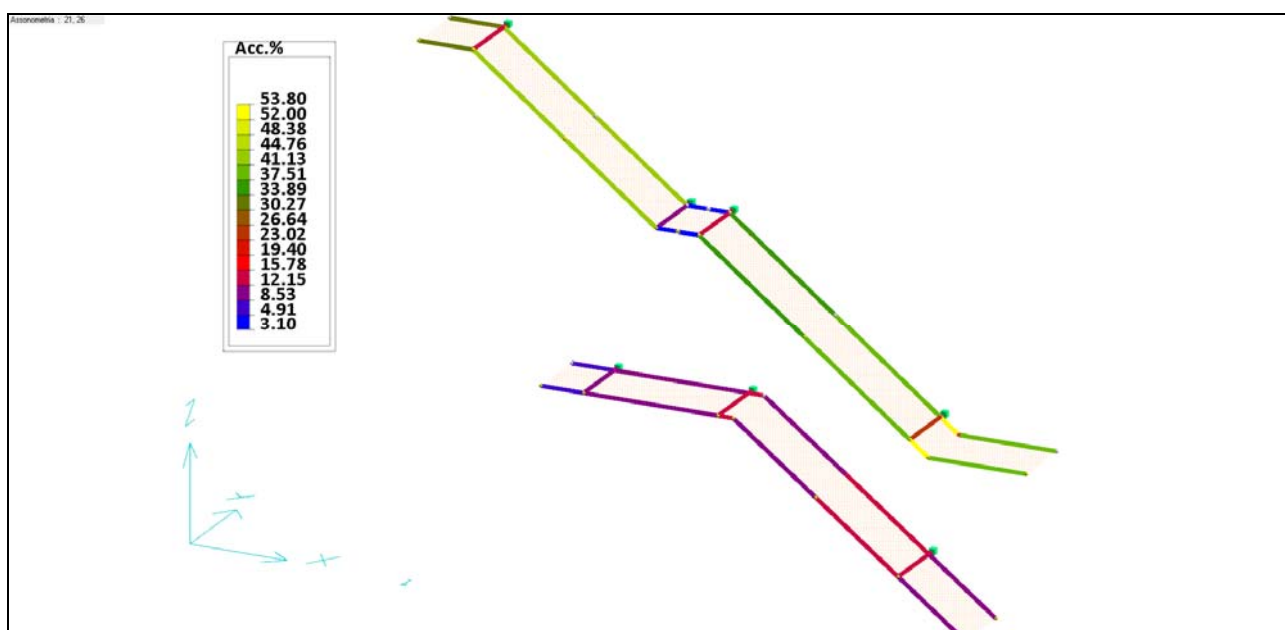


Per semplicità di lettura sono stati riportati i nodi con i valori massimi.





Reazioni vincolari nei punti di aggancio (Momenti in daNcm) (SLU Sismico)  
 Per semplicità di lettura sono stati riportati i nodi con i valori massimi.



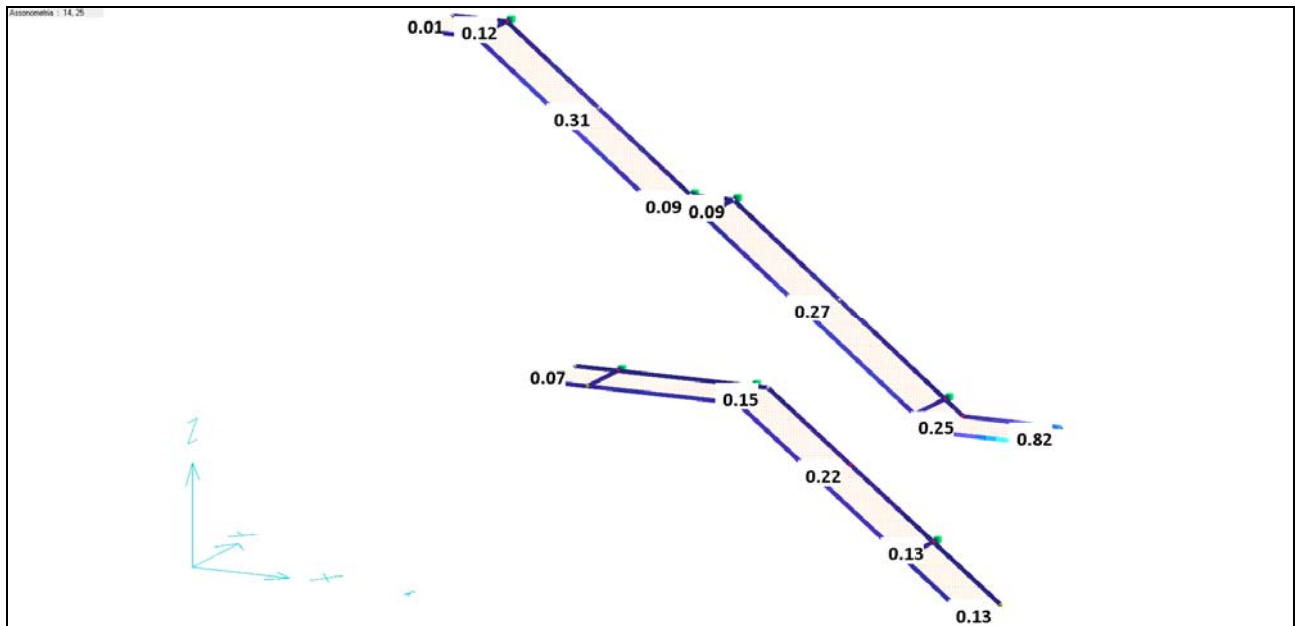
Tasso di lavoro acciaio [%] (SLU statico e sismico)

### 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 0.57 cm (Luce 322 cm da cui  $0.67/322 = 1/565$ )

## 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

	$\mu_i$	$q_s$	$q_e$
$\mu_{i1}$	.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	.91	1.	1.6342	.8	.5107	0.	0.
3	1.82	1.	1.6342	.8	.5107	0.	0.
4	2.73	1.	1.6342	.8	.5107	0.	0.
5	3.64	1.	1.6342	.8	.5107	0.	0.
6	4.56	1.	1.6342	.8	.5107	0.	0.
7	5.47	1.	1.6342	.8	.5107	0.	0.
8	6.38	1.	1.6342	.8	.5107	0.	0.
9	7.29	1.	1.6342	.8	.5107	0.	0.
10 B	8.2	1.	1.6505	.8	.5158	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	.91	1.	1.6342	-.4	-.2553	0.	0.
3	1.82	1.	1.6342	-.4	-.2553	0.	0.
4	2.73	1.	1.6342	-.4	-.2553	0.	0.
5	3.64	1.	1.6342	-.4	-.2553	0.	0.
6	4.56	1.	1.6342	-.4	-.2553	0.	0.
7	5.47	1.	1.6342	-.4	-.2553	0.	0.
8	6.38	1.	1.6342	-.4	-.2553	0.	0.
9	7.29	1.	1.6342	-.4	-.2553	0.	0.
10 D	8.2	1.	1.6505	-.4	-.2579	0.	0.

P.to	z	ct(z)	ce(z)	fal.1 cp	esterno p(z)	fal.1 cp	interno p(z)
10 B	8.2	0.	1.6505	-.4	-.2579	0.	0.
11	8.2	0.	1.6505	-.4	-.2579	0.	0.
12	8.2	0.	1.6505	-.4	-.2579	0.	0.
13	8.2	0.	1.6505	-.4	-.2579	0.	0.

14		8.2	0.	1.6505	-.4	-.2579	0.	0.
15		8.2	0.	1.6505	-.4	-.2579	0.	0.
16		8.2	0.	1.6505	-.4	-.2579	0.	0.
17		8.2	0.	1.6505	-.4	-.2579	0.	0.
18		8.2	0.	1.6505	-.4	-.2579	0.	0.
19	C	8.2	0.	1.6505	-.4	-.2579	0.	0.

	P.to	z	ct(z)	ce(z)	fal.2 cp	esterno p(z)	fal.2 cp	interno p(z)
10	D	8.2	0.	1.6505	-.4	-.2579	0.	0.
11		8.2	0.	1.6505	-.4	-.2579	0.	0.
12		8.2	0.	1.6505	-.4	-.2579	0.	0.
13		8.2	0.	1.6505	-.4	-.2579	0.	0.
14		8.2	0.	1.6505	-.4	-.2579	0.	0.
15		8.2	0.	1.6505	-.4	-.2579	0.	0.
16		8.2	0.	1.6505	-.4	-.2579	0.	0.
17		8.2	0.	1.6505	-.4	-.2579	0.	0.
18		8.2	0.	1.6505	-.4	-.2579	0.	0.
19	C	8.2	0.	1.6505	-.4	-.2579	0.	0.

	P.to	z	pf(z)
1	A-E	0.	.0064
2		.91	.0064
3		1.82	.0064
4		2.73	.0064
5		3.64	.0064
6		4.56	.0064
7		5.47	.0064
8		6.38	.0064
9		7.29	.0064
10	B-D	8.2	.0064
11		8.2	.0064
12		8.2	.0064
13		8.2	.0064
14		8.2	.0064
15		8.2	.0064
16		8.2	.0064
17		8.2	.0064
18		8.2	.0064
19	C	8.2	.0064

## 11.3 Casi e combinazioni di carico edificio edificio

### CARICHI NELLE CONDIZIONI

- ° 001) Peso\_proprio\_fondazi [ Peso proprio fondaz ]
- ° 002) Peso\_proprio [ Peso proprio ]
- ° 003) Permanente [ Permanente ]
- ° 004) Palestra\_P1\_S\_IMP [ B1:Var uff non pubblici ]
- ° 005) Scale [ B1:Var uff non pubblici ]
- ° 006) Copertura [ H1:Cop,Sottot sola manut ]
- ° 007) Neve [ Neve (<1000m slm) ]
- ° 008) Sisma\_X [ Sisma X SLU (st lin) ]
- ° 009) Sisma\_Y [ Sisma Y SLU (st lin) ]
- ° 010) Torcente\_add\_X [ Torcente addiz X SLU ]
- ° 011) Torcente\_add\_Y [ Torcente addiz Y SLU ]
- ° 012) Autovett\_001\_(X) [ Modo proprio X ]
- ° 013) Autovett\_001\_(Y) [ Modo proprio Y ]
- ° 014) Autovett\_002\_(X) [ Modo proprio X ]
- ° 015) Autovett\_002\_(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	+			
2	SISMAX SLU	nessuna	somma	10	1.000	±			N.B.1
				12	1.000	quadr.			
				14	1.000	quadr.			
3	SISMAY SLU	nessuna	somma	11	1.000	±			N.B.1
				13	1.000	quadr.			
				15	1.000	quadr.			
4	SLU con SISMAX PRIN+	S.L.U.	somma	1	1.208	+	2	1.000	N.B.2
				2	1.208	+	3	0.300	
				3	1.208	+			
				4	0.363	+			
				5	0.363	+			
5	SLU con SISMAY PRIN+	S.L.U.	somma	1	1.208	+	3	1.000	N.B.2
				2	1.208	+	2	0.300	
				3	1.208	+			
				4	0.363	+			
				5	0.363	+			
6	SLD con SISMAX PRIN+	S.L.Danno	somma	1	1.208	+	2	0.684	N.B.2
				2	1.208	+	3	0.205	
				3	1.208	+			
				4	0.363	+			
				5	0.363	+			
7	SLD con SISMAY PRIN+	S.L.Danno	somma	1	1.208	+	3	0.684	N.B.2
				2	1.208	+	2	0.205	
				3	1.208	+			
				4	0.363	+			
				5	0.363	+			
8	SLU FON con SISMAX +	SLU_FON	somma	1	1.208	+	2	1.100	N.B.2
				2	1.208	+	3	0.330	
				3	1.208	+			
				4	0.363	+			
				5	0.363	+			
9	SLU FON con SISMAY +	SLU_FON	somma	1	1.208	+	3	1.100	N.B.2
				2	1.208	+	2	0.330	
				3	1.208	+			
				4	0.363	+			
				5	0.363	+			

				5	0.363	+			
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	+			
11	Frequente	Freq.	somma	1	1.000	+			
				2	1.000	+			
				3	1.000	+			
				4	0.500	+			
				5	0.500	+			
				7	0.200	+			
12	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+			
				2	1.000	+			
				3	1.000	+			
				4	0.300	+			
				5	0.300	+			
13	SLU con SISMAX PRIN-	S.L.U.	somma	1	0.792	+	2	1.000	N.B.2
				2	0.792	+	3	0.300	
				3	0.792	+			
				4	0.238	+			
				5	0.238	+			
14	SLU con SISMAY PRIN-	S.L.U.	somma	1	0.792	+	3	1.000	N.B.2
				2	0.792	+	2	0.300	
				3	0.792	+			
				4	0.238	+			
				5	0.238	+			
15	SLD con SISMAX PRIN-	S.L.Danno	somma	1	0.792	+	2	0.684	N.B.2
				2	0.792	+	3	0.205	
				3	0.792	+			
				4	0.238	+			
				5	0.238	+			
16	SLD con SISMAY PRIN-	S.L.Danno	somma	1	0.792	+	3	0.684	N.B.2
				2	0.792	+	2	0.205	
				3	0.792	+			
				4	0.238	+			
				5	0.238	+			
17	SLU FON con SISMAX +	SLU_FON	somma	1	0.792	+	2	1.100	N.B.2
				2	0.792	+	3	0.330	
				3	0.792	+			
				4	0.238	+			
				5	0.238	+			
18	SLU FON con SISMAY -	SLU_FON	somma	1	0.792	+	3	1.100	N.B.2
				2	0.792	+	2	0.330	
				3	0.792	+			
				4	0.238	+			
				5	0.238	+			

#### N.B.1

Le combinazioni di carico 2 e 3 SISMAX SLU e SISMAY 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

Per tenere conto della componente sismica verticale ai sensi delle NTC18 7.2.2 (dato che sono presenti travi precomprese con luci superiori ad 8 metri) i carichi verticali combinati con le azioni sismiche sono stati incrementati e decrementati di un valore pari all'ordinata massima dello spettro di risposta verticale.

N.B.3 Non è stata analizzata la combinazione con il vento in quanto le azioni orizzontali risultanti sono circa 40 volte inferiori all'azione sismica.



#### 11.4.1 Analisi dinamica modale

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	0.226037	0.000	93.641	0.000	0.100						
2	0.167964	94.876	0.000	0.000							
MASSA TOTALE		94.876	93.641	0.000							

## 11.4.2 Analisi statica lineare

Coeff. lambda = 1.0000  
 Sd = 0.470 per T1 = 0.225

Numero condizioni generanti carichi sismici : 4

Cond. 002 : Peso\_proprio con coeff. 1.000  
 Cond. 003 : Permanente con coeff. 1.000  
 Cond. 004 : Palestra\_P1\_S\_IMP con coeff. 0.300  
 Cond. 005 : Scale con coeff. 0.300

Condizioni di carico sismico generate:

Cond. 008 : Sisma X  
 Cond. 009 : Sisma Y  
 Cond. 010 : Torcente add. X  
 Cond. 011 : 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
50.0	42551	0.0336	1428	157149	299661	2879.4	1331.9
102.0	80656	0.0685	5522	607683	1158767	2916.5	1393.0
170.0	1445	0.1141	165	0	4131	4130.0	2601.0
195.0	72642	0.1309	9508	1046319	1995185	2904.5	1417.5
235.0	3110	0.1577	491	43282	22837	3876.7	1746.1
260.0	65668	0.1745	11460	1261143	2404824	2914.2	1415.2
285.0	681	0.1913	130	2670	0	3628.0	2333.3
330.0	88406	0.2215	19581	2154936	4109162	2916.9	1584.2
416.0	490985	0.2792	137092	15086934	28768678	3822.5	1509.2
485.0	79531	0.3255	25890	2849178	5432985	2500.1	1532.1
550.0	76892	0.3692	28385	3123822	5956693	2452.8	1501.7
572.0	3256	0.3839	1250	132431	60559	4115.9	2311.4
615.0	76807	0.4128	31705	3489136	6653295	2442.8	1528.5
645.0	1570	0.4329	680	0	26131	4056.7	400.0
680.0	61851	0.4564	28230	3106669	5923985	2601.2	1513.2
730.0	44439	0.4900	21774	2396235	4569287	2785.7	1487.6
780.0	55936	0.5235	29284	3222759	6145352	2657.0	1482.9
822.0	68093	0.5517	37568	4134395	7883715	2581.7	1495.0
886.7	68987	0.5951	41056	4518254	8615679	2599.1	1503.6
940.0	1322364	0.6309	834314	91816212	175080704	2490.7	1500.5
995.0	32445	0.6678	21668	2384587	4547075	2498.5	1500.5

### 11.4.3 Controllo rigidezze strutturali

Quota del piano		296.0		820.0		[cm]
Rigidezza KX (/1000)		6230.929		4616.503		[daN/cm]
Rigidezza KY (/1000)		3438.550		2463.532		[daN/cm]
Rigidezza Ktors (/1e6)		32507619		159619858		[daNcm]
Xk (centro rigidezze)		3628.0		2874.6		[cm]
Yk (centro rigidezze)		1515.1		1581.1		[cm]
Xg (baricentro)		3309.7		2516.8		[cm]
Yg (baricentro)		1515.2		1499.9		[cm]
dimensione X		4197		4197		[cm]
dimensione Y		2201		2201		[cm]
raggio rigidezza (rx)		3075		8049		[cm]
raggio rigidezza (ry)		2284		5880		[cm]
raggio giratorio (ls)		1368		1368		[cm]
MIN(rx , ry) / ls		1.6696		4.2981		ok (> 1)
(Xg - Xk) / rx		0.1035		0.0444		ok (< 0.3)
(Yg - Yk) / ry		0.0001		0.0138		ok (< 0.3)
2° ordine (theta X)		0.19		0.12		[%] ok (< 10%)
2° ordine (theta Y)		0.34		0.22		[%] ok (< 10%)
Percentuale dinamica X		21.72		78.28		[%]
Percentuale dinamica Y		21.44		78.56		[%]

## 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 circoscrive 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 NTC2018 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 = 0.133% dell'altezza

CASO n. 6 - SLD con SISMAX PRIN+:

zinf [cm]	zsup [cm]	h [cm]	spost.max [cm]	%h	nodo	sest.	ver.
-120.00	296.00	416.00	0.137056	0.033	3509	13	SI
296.00	820.00	524.00	0.146320	0.028	4330	9	SI

CASO n. 7 - SLD con SISMAY PRIN+:

zinf [cm]	zsup [cm]	h [cm]	spost.max [cm]	%h	nodo	sest.	ver.
-120.00	296.00	416.00	0.211775	0.051	3133	4	SI
296.00	820.00	524.00	0.229246	0.044	4330	4	SI

CASO n. 15 - SLD con SISMAX PRIN-:

zinf [cm]	zsup [cm]	h [cm]	spost.max [cm]	%h	nodo	sest.	ver.
-120.00	296.00	416.00	0.131421	0.032	3509	13	SI
296.00	820.00	524.00	0.141620	0.027	4145	10	SI

CASO n. 16 - SLD con SISMAY PRIN-:

zinf [cm]	zsup [cm]	h [cm]	spost.max [cm]	%h	nodo	sest.	ver.
-120.00	296.00	416.00	0.208569	0.050	3133	4	SI
296.00	820.00	524.00	0.223869	0.043	4330	4	SI

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

Fattore Mud = 2.062

Quota [cm]	DX max [cm]	nodo	DY max [cm]	nodo
296.00	0.432385	3142	0.707706	3142
820.00	0.793361	4157	1.519027	4161

## 11.5 Casi e combinazioni di carico scala esterna

### CARICHI NELLE CONDIZIONI

- ° 001) Peso\_proprio\_\_\_\_\_ [ Peso proprio ]
- ° 002) Permanente\_\_\_\_\_ [ Permanente ]
- ° 003) H1:\_Scale [ H1:Cop,Sottot sola manut ]
- ° 004) Neve [ Neve (<1000m slm) ]
- ° 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 ]

### COMBINAZIONI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU SENZA SISMA 1	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	0.750	+		
2	SLU SENZA SISMA 2	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				4	1.500	+		
3	SLU SENZA SISMA 3	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				4	0.750	+		
4	SISMAX SLU	nessuna	somma	5	1.000	±		
				7	1.000	±		
5	SISMAY SLU	nessuna	somma	6	1.000	±		
				8	1.000	±		
6	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	4	1.000
				2	1.000	+	5	0.300
7	SLU con SISMAY PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	5	1.000
				2	1.000	+	4	0.300
8	SLD con SISMAX PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	4	0.643
				2	1.000	+	5	0.193
9	SLD con SISMAY PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	5	0.643
				2	1.000	+	4	0.193
10	Rara 1	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	0.500	+		
11	Rara 2	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				4	1.000	+		
12	Rara 3	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				4	0.500	+		
13	Frequente 1	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
14	Frequente 2	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				4	0.200	+		
15	Frequente 3	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
16	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		

N.B.1

N.B.1

					2		1.000		+			
	-----											

**N.B.1**

Le combinazioni di carico 4 e 5 SISMAX SLU e SISMAY 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.



## 11.6 Analisi sismica scala esterna

### 11.6.1 Analisi statica lineare

#### DATI PROGETTO

Edificio sito in località OZZANO DELL'EMILIA ( long. 11.473 lat. 44.442642 )

Categoria del suolo di fondazione = C

Coeff. di amplificazione stratigrafica  $S_s = 1.436$

Coeff. di amplificazione topografica  $ST = 1.000$

$S = 1.436$

Vita nominale dell'opera VN = 50 anni

Coefficiente d'uso CU = 1.0

Periodo di riferimento VR = 50.0

PVR : probabilità di superamento in VR = 10 %

Tempo di ritorno = 474

Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

valori risultanti per :

ag 1.833 [g/10]

Fo 2.397

TC\* 0.305

Fattore di comportamento q = 1.500

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 0.643

Coeff. lambda = 1.0000

Sd = 0.421

Numero condizioni generanti carichi sismici : 2

Cond. 001 : Peso\_proprio\_\_\_\_\_ con coeff. 1.000

Cond. 002 : Permanente\_\_\_\_\_ con coeff. 1.000

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	Pesi	C. distr.	Forze piano	Torc. piano X	Torc. piano Y	Bar. X	Bar. Y
cm	daN		daN	daNcm	daNcm	cm	cm
83.9	110	0.0870	10	57	0	1159.5	54.5
187.0	89	0.1937	17	90	0	1024.5	52.5
280.0	499	0.2900	145	869	5755	953.5	53.8
437.1	114	0.4528	51	270	0	1006.0	52.5
571.0	207	0.5915	122	734	428	799.8	54.6
687.2	99	0.7119	70	369	0	613.5	52.5
803.5	133	0.8323	111	665	493	445.4	54.2