

An architectural rendering of a modern school building. The building features a prominent glass facade with a white structural grid. The sky is a soft, hazy orange. In the foreground, a courtyard with a green lawn and a blue path is populated with stylized figures of people, including children with backpacks and adults. The overall style is clean and illustrative.

Fuoriorario

UNA SCUOLA OLTRE LA SCUOLA

Relazione tecnica strutture

Fuoriorario

UNA SCUOLA OLTRE LA SCUOLA

Relazione tecnica strutture

Indice

0	Norme di riferimento	3
1	Introduzione	4
2	Analisi strutturale	5
2.1	Materiali	
2.2	Terreno di fondazione	
2.3	Analisi dei carichi e progetto dei solai	
2.4	Definizione dell'azione sismica	
2.5	Combinazione dei carichi di progetto	
3	Codice di calcolo impiegato	17
4	Dimensionamento strutturale	18
4.1	Palestra	
4.2	Auditorium	
4.3	Mensa e uffici	
4.4	Ingresso e appartamento del custode	
4.5	Sala mostre	
4.6	Spazio di distribuzione	
4.7	Scuola dell'infanzia	
4.8	Scuola primaria	
4.9	Scuola secondaria di primo grado	
5	Stima economica dell'intervento	38

0. Norme di riferimento

Nel seguito verrà analizzata la progettazione di otto differenti edifici, posti nel comune di Palermo (PA), considerando le prescrizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC'18), di cui al Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 gennaio 2018 - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».

Esse sono state assunte quale principale riferimento nello svolgimento del progetto per tutto quanto attiene ai criteri generali di sicurezza ed alle assunzioni fondamentali dell'analisi strutturale, alla definizione delle azioni previste nella vita nominale delle costruzioni, alle caratteristiche dei materiali nonché alle verifiche di sicurezza.

Si è fatto inoltre riferimento agli Eurocodici, in particolare:

- **UNI EN 1991-1-1:2004.** “Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”.
- **UNI EN 1991-1-3:2004.** “Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve”.
- **UNI EN 1991-1-4:2005.** “Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento”.
- **UNI EN 1992-1-1:2005.** “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.
- **UNI EN 1993-1-1:1994.** “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.
- **UNI EN 1993-1-1:2005.** “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.
- **UNI ENV 1993-1-5:2001.** “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Regole generali - Regole supplementari per lastre ortotrope in assenza di carichi trasversali”.
- **UNI EN 1997-1:2005.** “Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali”.
- **UNI EN 1998-1:2005.** “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”.
- **UNI EN 1998-5:2005.** “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.

1. Introduzione

Il progetto per il nuovo polo scolastico di via Galletti è composto da una parte pubblica, trasparente e flessibile, aperta alla città e da una parte più intima dedicata alla didattica e all'educazione.

Anche il progetto strutturale segue questo concept, trattando le due parti con tipologie di strutture diverse.

La struttura del "Civic center" viene realizzata in acciaio, in modo da avere spazi flessibili e trasformabili, completamente realizzati a secco e rivestiti da vetrate continue, aperti alla città. L'edificio si presenta quasi come un "fun palace", aperto alla comunità ed adattabile alle sue esigenze. Inoltre la struttura in acciaio e la costruzione a secco permettono di realizzare il progetto in tempi più brevi rispetto a un edificio tradizionale, in modo da regalare immediatamente alla città nuovi spazi pubblici. La struttura si adatta inoltre alle attività che si svolgono al suo interno, permettendo grandi luci e piante libere da pilastri, in cui è possibile svolgere le più diverse attività, in comunicazione con l'esterno. Inoltre il progetto, essendo costruito a secco, in futuro potrebbe essere assemblato con forme diverse per seguire nuove esigenze. La struttura in acciaio è smontabile e completamente riciclabile.

La parte delle scuole è invece progettata con una struttura tradizionale in calcestruzzo armato. La struttura e le tamponature in blocchi di calcestruzzo cellulare rendono l'edificio più massivo, intimo e protetto dal clima esterno garantendo in modo passivo un ottimo comfort durante le ore di utilizzo. L'idea progettuale riprende la struttura tradizionale del chiostro, presente nell'architettura palermitana, e la reinterpreta in chiave contemporanea. Gli edifici delle scuole si presentano come strutture antisismiche e sicure, ma dall'aspetto strutturalmente più tradizionale, che si aprono sui chiostri o sulla piazza pubblica. La maggiore economicità della struttura in cemento armato permette di investire di più sulle dotazioni interne delle scuole, le pareti mobili e le finiture interne. La struttura ha luci minori rispetto alla parte pubblica ma permette comunque di avere piante libere, dove, ad eccezione dei blocchi delle porte, ogni parete può essere spostata e "impacchettata" in modo da creare uno spazio completamente flessibile, che può assumere infinite configurazioni.

2. Analisi strutturale

2.1 Materiali

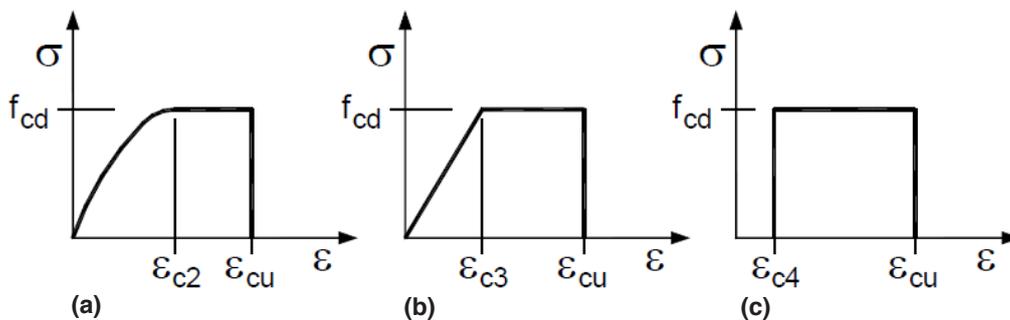
Per la realizzazione delle opere in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali, di cui si riportano nell'ordine le proprietà meccaniche adottate nel calcolo elastico e le resistenze di calcolo per le verifiche di sicurezza:

Materiale: C25/30		
Peso specifico	kg/mc	2500
Modulo di Young E	kg/cmq	3E05
Modulo di Poisson ν		0.13
Coefficiente di dilatazione termica λ	1/°C	1e-05

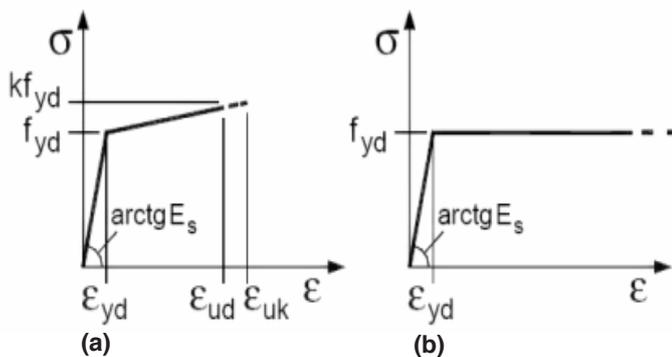
Materiale: Acciaio		
Peso specifico	kg/mc	7850
Modulo di Young E	kg/cmq	2E06
Modulo di Poisson ν		0.30
Coefficiente di dilatazione termica λ	1/°C	1.2e-05

Parti in calcestruzzo armato		
Classe calcestruzzo		Cl. C25/30
Resistenza cubica R_{ck}	kg/cmq	300
Resistenza di calcolo f_{cd}	kg/cmq	141
Resistenza a trazione di calcolo f_{ctd}	kg/cmq	12
Resistenza cilindrica f_{ck}	kg/cmq	249
Resistenza a trazione media f_{ctm}	kg/cmq	26
Parti in acciaio		
Classe acciaio		Acciaio B450C
Resistenza allo snervamento f_{yk}	kg/cmq	≥ 4500
Resistenza alla rottura f_{tk}	kg/cmq	≥ 5400
Parti in acciaio		
Classe acciaio		S275
f_{yd} (t<40mm)	kg/cmq	2750
f_{yd} (t>40mm)	kg/cmq	2550
f_t (t<40mm)	kg/cmq	4300
f_t (t>40mm)	kg/cmq	4100

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo e dell'acciaio per calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare per le verifiche delle sezioni in calcestruzzo armato è stato adottato il modello di calcestruzzo riportato in a) nel diagramma di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo e il modello di acciaio riportato in a) o b) nel diagramma di calcolo tensione/deformazione dell'acciaio per calcestruzzo.



DIAGRAMMI DI CALCOLO
TENSIONE/DEFORMAZIONE DEL CALCESTRUZZO



DIAGRAMMI DI CALCOLO
TENSIONE/DEFORMAZIONE DELL'ACCIAIO PER CALCESTRUZZO

Per il calcestruzzo la resistenza di progetto a compressione, f_{cd} , è [§ 4.1.2.1.1.1 – NTC'18]:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$$

dove:

- α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;
- γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;
- f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente γ_c è pari ad 1,5.

Il coefficiente α_{cc} è pari a 0,85.

La resistenza di progetto dell'acciaio da c.a. f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da [§ 4.1.2.1.1.3 – NTC'18]:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

dove:

- γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;
- f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

Il coefficiente γ_s assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15.

Per quanto concerne gli acciai strutturali, si precisa che i coefficienti parziali di sicurezza sono tre:

- γ_{M0} = 1,05 relativo alle verifiche di resistenza delle sezioni;
- γ_{M1} = 1,10 relativo alle verifiche di resistenza all'instabilità delle membrature;
- γ_{M2} = 1,25 relativo alle verifiche di resistenza nei riguardi della frattura delle sezioni tese indebolite da fori.

2.2 Terreno di fondazione

La relazione geologica allegata al bando, redatta dal Dott. Alfredo Gioietta, ha permesso di conoscere le condizioni geomorfologiche del sito, di definire la successione stratigrafica nonché accertare eventuali pericolosità geologiche.

Dagli elementi fin qui acquisiti, per il sito in studio, emerge che l'area oggetto dell'intervento fa parte di una porzione calcarenitica posta nella piana di Palermo.

Nel P.A.I. (Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico) non sono indicate pericolosità di natura geologica.

La zona non risulta essere interessata da elementi morfogenetici attivi.

Per il sottosuolo, lo strato interessato dagli eventuali scavi per la costruzione del polo scolastico risulta litologicamente costituito da un sottile strato di terreno vegetale, al di sotto del quale si trovano le calcareniti (per uno spessore di circa 3 metri) ed il flysch numidico. In questa fase, quindi, sono state previste delle fondazioni superficiali il cui piano di posa è stato fissato a quota -1.90 metri dal piano campana e pertanto ben attestate nello strato calcarenitico, utilizzando come parametri meccanici quelli indicati in relazione, ovvero:

- $c = 0 \text{ t/mq}$
- $\gamma = 17.50 \text{ kN/mc}$
- $\varphi = 28^\circ$

È bene precisare che per una scelta definitiva, più accurata della tipologia di fondazione da utilizzare, va programmata una campagna di indagini geotecniche finalizzata alla definizione del modello dettagliato di sottosuolo da utilizzare nelle analisi strutturali.

2.3 Analisi dei carichi e progetto dei solai

I solai adottati per la parte pubblica a struttura in acciaio sono del tipo composti acciaio- calcestruzzo, da realizzarsi con lamiera grecata di seconda generazione (HI-BOND) del tipo A55-P770-G6 (acciaio zincato qualità S280GD - UNI EN 10346:2009) e con soletta collaborante in calcestruzzo C25/30 dello spessore di 55 mm, per uno spessore totale di 110 mm.

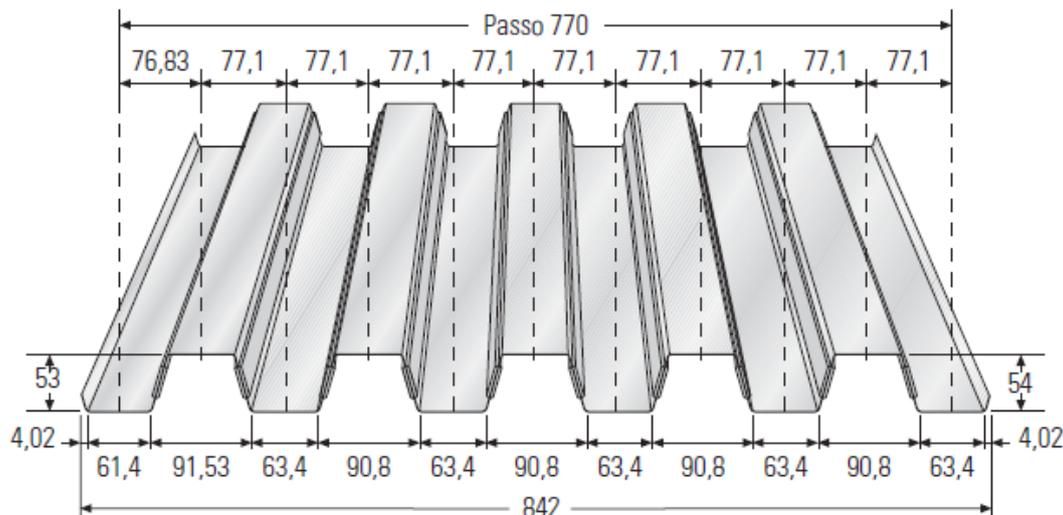
L'altezza totale del pacchetto non minore di 90 mm e lo spessore della soletta non minore di 50 mm consentono di considerare il solaio come un diaframma rigido.

[§ 4.3.6.5.2; § 7.2.6 – NTC'18].

I solai misti sono stati progettati studiandoli come un susseguirsi di campate semplicemente appoggiate, con una luce pari al massimo a 2 metri, ovvero l'interasse tra le travi secondarie. Tale semplificazione è consentita anche dall'EC4 [§ 7.4.2.1].

Il comportamento del solaio è di tipo unidirezionale parallelamente alle nervature della lamiera, per cui i calcoli in seguito riportati si riferiscono ad una fascia di larghezza unitaria.

La geometria della lamiera adottata è riportata nella figura seguente:



SCHEMA LAMIERA DA CATALOGO

In primis è stata effettuata l'analisi dei carichi in fase di costruzione, considerando la lamiera come una cassaforma, ed i seguenti carichi (UNI EN 1994-1-1 p.to 9.3.2):

- Peso proprio (P.P.) della lamiera più peso del calcestruzzo fresco.
- Carichi di costruzione quali accumuli locali di CLS in conformità al punto 4.11.2 della norma EN 1991-1-6, la quale raccomanda un carico distribuito pari a 1,5 kN/mq.

Analisi dei carichi in fase di costruzione								
Elemento	s	γ	p	G_{1k}	Q_k	P_{Sd}	P_{Rd}	P_{Sd}/P_{Rd}
[-]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]					
P.P.lamiera	0,001		0,12	2,18	1,50	3,68	5,90	0,62
P.P. soletta c.a.	0,055	25	1,38					
P.P. cls nervature	0,055	25	0,69					
Operai/macchinari			1,50					

In accordo con EN 1993-1-3																								
Materiale: S280 GD - EN 10346																								
Limitazioni di freccia: L/180																								
Carico massimo: kN/m ² 10																								
SEZIONE LORDA					Luce (m)																			
S	Peso	J_y	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	1	1,25	1,5	1,75	2	2,25	2,5	2,75	3	3,25	3,5	3,75	4	4,25	4,5	4,75	5	5,25	5,5	
0,8	9,85	52,45	19,43	19,43	1000	1000	770	565	430	335	245	180	135	105	80	65	50							
1,0	12,36	65,17	24,14	24,14	1000	1000	1000	775	590	440	315	235	175	135	105	85	65	50						

PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN FASE DI COSTRUZIONE

In secundis è stata effettuata l'analisi dei carichi in fase di esercizio.

Analisi dei carichi in fase di esercizio								
Piano Tipo								
Elemento	s	p	G _{1k}	G _{2k}	Q _k	P _{Sd}	P _{Rd}	P _{Sd} /P _{Rd}
[-]	[m]	[kN/m ²]						
P.P.lamiera	0,001	0,12	2,18	1,90	3,00	4,90	5,80	0,84
P.P. soletta c.a.	0,055	1,38						
P.P. cls nervature	0,055	0,69						
Massetto	0,40	0,60						
Pavimento		0,20						
Incidenza tramezzi		0,80						
Impianti		0,10						
Controsoffittature		0,20						
Carico accidentale		3,00						
Piano Copertura								
Elemento	s	p	G _{1k}	G _{2k}	Q _k	P _{Sd}	P _{Rd}	P _{Sd} /P _{Rd}
[-]	[m]	[kN/m ²]						
P.P.lamiera	0,001	0,12	2,18	1,00	3,00	4,00	5,80	0,69
P.P. soletta c.a.	0,055	1,38						
P.P. cls nervature	0,055	0,69						
Massetto		0,60						
Impermeabilizzante		0,10						
Impianti		0,10						
Controsoffittature		0,20						
Carico accidentale		3,00						
Carico da neve		0,43						

Carico massimo uniformemente distribuito in daN/m²

S mm	SEZIONE LORDA					Larghezza efficace appoggio: 50 mm	L												
	Peso kg/m ²	J _y cm ² /m	W _{e,inf} cm ³ /m	W _{e,sup} cm ³ /m	W _p cm ³ /m		Δ	1	1,25	1,5	1,75	2	2,25	2,5	2,75	3	3,25	3,5	3,75
0,6	7,84	40,40	14,96	14,96	17,13		1000	800	555	405	310	230	165	120	90	70	55		
0,7	8,92	46,76	17,32	17,32	19,91		1000	1000	715	525	390	270	195	140	105	80	65	50	
0,8	10,19	53,09	19,88	19,88	22,97		1000	1000	875	640	450	315	225	165	125	95	75	60	
1,0	12,74	66,38	24,58	24,58	28,67		1000	1000	1000	870	580	400	290	215	160	125	95	75	60

PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN FASE DI ESERCIZIO (dopo maturazione del CLS)

Ovviamente sono stati considerati valori del carico accidentale Q_k differenti a seconda della destinazione d'uso dell'edificio.

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q _k [kN/m ²]	Q _k [kN]	H _k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atrii di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

Cat.	Ambienti	q _k [kN/m ²]	Q _k [kN]	H _k [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

Per le scuole a struttura portante in cemento armato, invece, sono stati previsti solai in latero cemento o in precompresso, di diverso spessore a seconda delle luci da coprire.

2.4 Definizione dell'azione sismica

La Normativa Tecnica per le Costruzioni prevede una progettazione secondo un approccio multi-prestazionale, ovvero definiscono quattro livelli prestazionali, due allo stato limite di esercizio, stato limite di operatività (SLO) e stato limite di danno (SLD), e due allo stato limite ultimo, stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e stato limite di prevenzione del collasso (SLC).

Ad ogni stato limite corrispondono delle azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto del livello prestazionale che si intende garantire.

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al **§ 3.2 del D.M. 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le Costruzioni»", nel seguito NTC'18.**

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, vengono calcolate mediante i cosiddetti soettri di risposta, che si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

Le forme spettrali sono determinate, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*c valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per i valori di a_g , F_0 e T^*c , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si è fatto riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29.

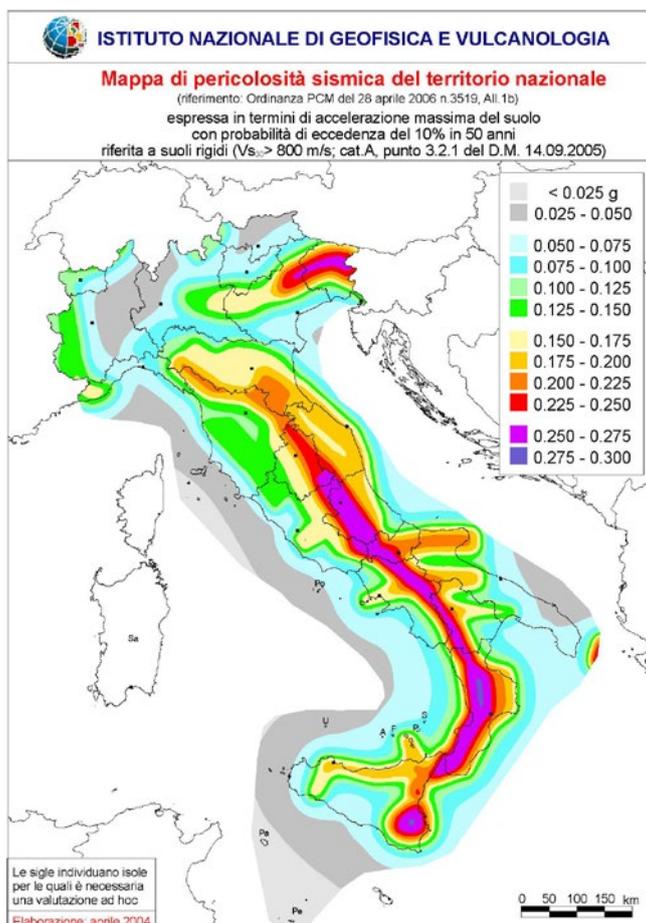
Per ogni stato limite, quindi, le NTC fissano una certa probabilità di superamento nel periodo di riferimento e per ognuno di questi definiscono un terremoto differente. Per il progetto delle opere in esame, si è fatto riferimento allo stato limite di danno (SLD) ed allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Nel seguito si riporta la mappa di pericolosità sismica redatta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia INGV del territorio nazionale espressa in termini di

accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi.



Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R si ricava il periodo di ritorno T_R del sisma utilizzando la relazione:

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

Il periodo di riferimento V_R , così come prescritto dalle NTC'18 al § 2.4.1, è stato valutato moltiplicando la vita nominale di progetto V_N , definita convenzionalmente

come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali, per il coefficiente d'uso C_U determinato, al variare della classe d'uso, in funzione del grado di affollamento dell'opera di interesse [§ 2.4.2 – NTC'18]. Nel caso specifico è stata considerata una vita nominale V_N di 50 anni, nonché un coefficiente d'uso C_U pari ad 1.5 (classe d'uso III), poiché per le costruzioni oggetto di studio sono previsti affollamenti significativi [Tabb. 2.4.I e 2.4.II – NTC'18].

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

In definitiva:

$$T_R(SLD) = 75 \text{ anni} T_R(SLV) = 712 \text{ anni}$$

Noto T_R , nonché le coordinate del sito di interesse, è stato possibile calcolare i parametri fondamentali di pericolosità sismica:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.057	2.337	0.245
SLD	75	0.077	2.319	0.259
SLV	712	0.204	2.402	0.298
SLC	1462	0.261	2.460	0.312

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, in assenza di analisi specifiche di risposta sismica locale, le NTC'18, offrono la possibilità di individuare la particolare categoria di riferimento del sottosuolo in funzione della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s .

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite nella Tab. 3.2.II delle NTC'18.

Nel caso specifico, non avendo informazioni tali da determinare univocamente una categoria di sottosuolo, ai fini della valutazione delle azioni sismiche di progetto, è stata considerato un sottosuolo di categoria C. Ipotizzata la categoria di sottosuolo, con riferimento alle condizioni topografiche del sito, è stata considerata una categoria T1.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Annessi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Il moto sismico è caratterizzato da tre componenti traslazionali, due orizzontali nel piano (X,Y) ed una verticale (Z). In base alla normativa vigente tali componenti possono essere descritte mediante una delle rappresentazioni seguenti:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogrammi.

Gli accelerogrammi riportano l'accelerazione sul suolo in funzione del tempo, ed ogni evento sismico fa capo ad un accelerogramma differente. Sulla base di tali registrazioni di eventi sismici del passato è stato effettuato uno studio probabilistico che fornisce come risultato la curva di pericolosità sismica. Tale curva, relativa ad un particolare intervallo temporale, fornisce il valore di accelerazione di picco al suolo (PGA) per un determinato valore di probabilità di superamento.

Lo spettro di risposta in termini di accelerazione, invece, fornisce il massimo valore dell'accelerazione assoluta misurata su un sistema ad un grado di libertà variare del periodo proprio di vibrazione.

La normativa italiana vigente, a partire dagli accelerogrammi e dai relativi spettri di risposta, ha considerato uno spettro "medio" e ne ha regolarizzato la forma, consentendo ai tecnici di utilizzare uno spettro di risposta elastico in accelerazione normalizzato. Tale spettro fa riferimento ad uno smorzamento convenzionale $\xi=5\%$ e ad un suolo rigido e piano.

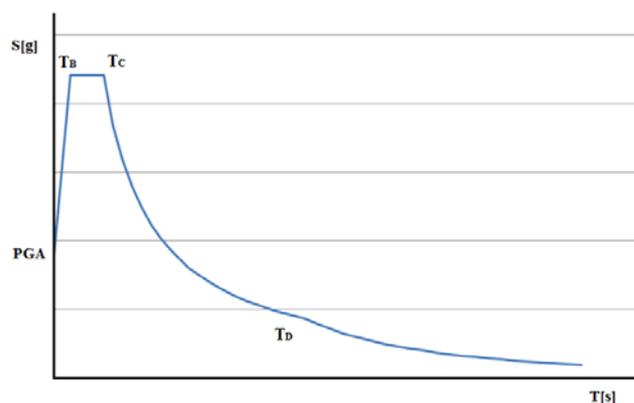
Lo spettro si compone di un ramo lineare crescente, un tratto costante, e due rami iperbolici che decrescono all'aumentare del periodo fondamentale della struttura (T) [§ 3.2.3.2.1 – NTC'18].

Sono di seguito riportate le espressioni dello spettro elastico delle componenti orizzontali.

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T} \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}
 \end{aligned}$$

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale; S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche; η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%; F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di

riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2; T_C è il periodo corrispondente all'inizio del primo tratto dello spettro ad accelerazione iperbolica; T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante; T_D è il periodo corrispondente all'inizio del secondo tratto ad accelerazione iperbolica dello spettro.



TRATTI DELLO SPETTRO ELASTICO DI NORMATIVA

Lo spettro di risposta così definito può essere utilizzato per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4 secondi. Come detto poc'anzi, sia la massima accelerazione al suolo (a_g) sia la forma spettrale dipendono dalla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Per la determinazione dei singoli tratti dello spettro di risposta, quindi, occorre valutare il coefficiente di amplificazione $S = S_s \cdot S_T$ (prodotto tra il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed il coefficiente di amplificazione topografica).

Per la determinazione del coefficiente di amplificazione stratigrafica, si è fatto riferimento alla Tab. 3.2.IV delle NTC'18.

Per la determinazione del coefficiente di amplificazione topografica, invece, si è fatto riferimento alla Tab. 3.2.V delle NTC'18.

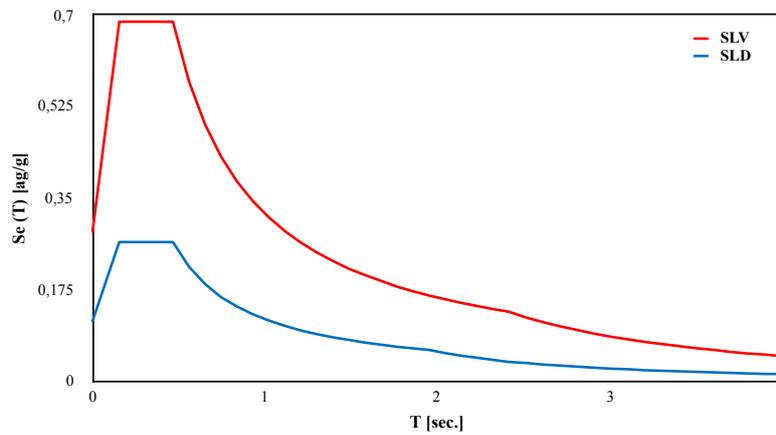
Noti tali parametri, per ogni stato limite, è stato possibile determinare le azioni sismiche sulla costruzione di interesse.

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4



SPETTRI ELASTICI - PALERMO

Le espressioni ed i valori dei parametri descritti in precedenza relativi al sito in esame, con riferimento allo SLV, sono di seguito riportati.

Ricadendo nella categoria topografica T_1 il coefficiente S_T assume valore unitario.

$$S_S = 1.41$$

$$S = S_S \cdot S_T = 1.41$$

$$C_c = 1.10 \cdot (T_C^*)^{0.20} = 1.57$$

$$T_C = T_C^* \cdot C_c = 0.47$$

$$T_B = T_C/3 = 0.16$$

$$T_D = 4 \frac{a_g}{g} + 1 = 2.41$$

Per le verifiche agli stati limite di esercizio, lo spettro di progetto $S_d(T)$ è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata. Quanto prescritto dalla norma è giustificato dal fatto che, con qualche approssimazione, il comportamento delle strutture allo stato limite di esercizio può essere considerato elastico lineare. Ciò non risulta possibile però agli stati limite ultimi dove risulta fondamentale considerare la capacità dissipativa delle strutture. Qualora le analisi non vengano

svolte mediante l'uso di accelerogrammi, la normativa prevede la riduzione delle forze elastiche mediante un fattore di struttura q , che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovra-resistenza e dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

Per questa ragione lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata con le ordinate ridotte, sostituendo nelle espressioni dello spettro il termine η con $1/q$.

In funzione della tipologia strutturale, della classe di duttilità, della regolarità in elevazione e del numero di piani è possibile determinare il fattore di struttura q [§ 7.4.3.2 – NTC'18]:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

- q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_w/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

- K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione con valori pari a 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0.8 per costruzioni non regolari.

Per ogni costruzione, quindi, è stato calcolato un fattore di struttura differente:

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD "A"	CD "B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_w/\alpha_1$	$3,0 \alpha_w/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_w/\alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)		
Strutture a pannelli	$4,0 \alpha_w/\alpha_1$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)		
Strutture intelaiate	$5,0 \alpha_w/\alpha_1$	4,0
Strutture con controventi eccentrici		
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	$2,0 \alpha_w/\alpha_1$	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	$4,0 \alpha_w/\alpha_1$	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0

2.5 Combinazione dei carichi di progetto

Nell'ambito del metodo semiprobabilistico agli stati limite, la combinazione di progetto dei carichi verticali caratteristici, relativi alle verifiche agli stati limite ultimi (SLU), detta anche **combinazione fondamentale**, è la seguente:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{Ki}$$

Dove:

- G_1 e G_2 sono i valori caratteristici delle azioni permanenti rispettivamente dovute al peso proprio degli elementi strutturali e quelli non strutturali;
- Q_{K1} è il valore caratteristico dell'azione variabile di base;
- Q_{Ki} è il valore caratteristico dell'azione i -esima variabile;
- γ_{G1} e γ_{G2} sono i coefficienti di combinazione dei carichi permanenti e valgono rispettivamente 1.3 ed 1.5;
- γ_{Qi} sono i coefficienti di combinazione dei carichi variabili;
- ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione che tengono conto della ridotta probabilità che tutte le azioni variabili possano agire contemporaneamente; tale coefficiente assume valore diverso a seconda della destinazione d'uso e della tipologia di azione.

Per gli stati limite d'esercizio (**SLE**) si considerano le seguenti combinazioni di carico:

- **combinazione caratteristica** (rara), generalmente impiegata per gli stati limite irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{K1} + \sum_{i=2}^n \psi_{0i} \cdot Q_{Ki}$$

- **combinazione frequente**, generalmente impiegata per gli stati limite reversibili:

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{K1} + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} \cdot Q_{Ki}$$

- **combinazione quasi permanente**, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \cdot Q_{Ki}$$

I coefficienti ψ_{1i} e ψ_{2i} forniscono rispettivamente i valori frequenti e quasi permanenti delle azioni variabili, in funzione della destinazione d'uso dell'edificio e della tipologia d'azione.

Si riporta di seguito una tabella riepilogativa con i coefficienti di combinazione di interesse [Tab. 2.5.I – NTC'18]:

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In presenza di sisma si è fatto riferimento alla combinazione sismica, impiegata agli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \cdot Q_{Ki}$$

Ai fini delle forze sismiche E si devono considerare le masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \cdot Q_{Ki}$$

L'azione sismica sulla struttura è stata valutata mediante analisi lineare e calcolata separatamente per ciascuna delle due componenti (E_X , E_Y), poiché la norma permette di trascurare la componente del sisma lungo l'asse Z, in quanto le strutture analizzate non rientrano in nessuno dei seguenti casi:

- elementi orizzontali con luce maggiore di 20 m;
- sbalzi con luce maggiore di 4 m;
- presenza di elementi precompressi;
- presenza di pilastri in falso.

La normativa prevede la combinazione degli effetti secondo le espressioni:

$$1,00 E_X + 0,30 E_Y$$

$$1,00 E_Y + 0,30 E_X$$

Tenendo conto dell'eccentricità accidentale e quindi del fatto che le azioni lungo X e quelle lungo Y sono state alternativamente applicate in quattro punti differenti, derivanti dall'aleatorietà della posizione del baricentro delle masse dei diversi impalcati, tutte le strutture sono state verificate nel rispetto di 32 diverse combinazioni delle azioni orizzontali, combinate con quella sismica dei carichi verticali.

Tutte le verifiche, pertanto, sono state eseguite nel rispetto di 32 diverse combinazioni sismiche, del tipo:

$$F_d = G_1 + G_2 + E + \psi_2 Q_k$$

In cui:

- "E" l'azione sismica per lo stato limite di esame;
- "G" il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- "Q" il valore caratteristico delle azioni accidentali;
- " ψ_2 " il coefficiente di combinazione.

3. Codice di calcolo impiegato software BIM

IperSpace BIM è un software di **calcolo strutturale BIM oriented** agli elementi finiti.

Il modello di calcolo assunto è di tipo spaziale e l'analisi condotta è una Analisi Elastica Lineare, esso è fondamentalmente definito dalla posizione dei nodi collegati da elementi di tipo Beam o elementi di tipo shell a comportamento sia flessionale che membranale, l'elemento finito shell utilizzato è anche in grado di esprimere una rigidezza rotazionale in direzione ortogonale al piano dello shell.

L'**analisi sismica** utilizzata è l'analisi modale con Combinazione Quadratica Completa degli effetti del sisma. Il modello è stato analizzato sia per le combinazioni dei carichi verticali sia per le combinazioni di carico verticale e sisma. Un particolare chiarimento richiede la definizione delle masse nell'analisi sismica. Pur avendo considerato il modello con impalcati rigidi non si rende necessario calcolare il modello con la metodologia del MASTER-SLAVE, in quanto gli impalcati rigidi sono stati modellati con elementi di tipo shell a comportamento membranale in corrispondenza dei campi di solaio. Per ottenere tale modellazione il programma inserisce in automatico elementi di tipo shell a comportamento membranale in corrispondenza del campo di solaio intercluso tra una maglia di travi, la loro rigidezza membranale è sufficientemente alta da rendere il campo di solaio rigido nel proprio piano, ma tale da non mal condizionare la matrice di rigidezza della struttura. Qualora una maglia di travi non è collegata da solaio lo shell non viene inserito rendendo tale campo libero di deformarsi con il solo vincolo dato dalle travi.

La loro rigidezza flessionale è trascurabile rispetto a quella degli elementi che contornano il campo, per cui lo shell impone un vincolo orizzontale solo nel piano dell'impalcato tra i nodi collegati.

Non è quindi necessario definire preventivamente il centro di massa e momento d'inerzia delle masse in quanto le masse sono trasferite direttamente nei nodi del modello (modello Lumped Mass) dal codice di calcolo. Il metodo per calcolare le masse nei nodi può essere quello per aree di influenza, ma questa richiederebbe l'intervento diretto dell'operatore; il codice di calcolo utilizza una metodologia leggermente più raffinata tenendo conto che su un elemento il carico portato non è uniforme: il codice di calcolo considera i carichi presenti sull'asta che sono stati indicati come quelli che contribuiscono alla formazione della massa (tipicamente $G + \psi^2 \cdot Q$) e calcola le reazioni di incastro perfetto verticali. Tali reazioni divise per l'accelerazione di gravità g danno il contributo dell'elemento alla massa del nodo, sommando i contributi di tutti gli elementi che convergono nel nodo si ottiene la massa complessiva nel nodo; per gli elementi shell invece si utilizza il metodo delle aree di influenza, ossia in ognuno dei 3 oppure 4 nodi che definiscono lo shell si assegna 1/3 oppure 1/4 del peso dello shell e 1/3 oppure 1/4 dell'eventuale carico variabile ridotto. Sommando su tutti gli shell che convergono nel nodo si ottiene la massa da assegnare al nodo.

4. Dimensionamento strutturale

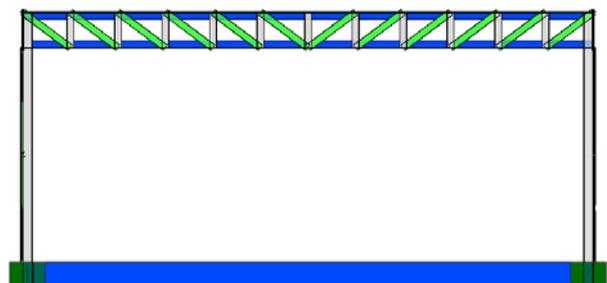
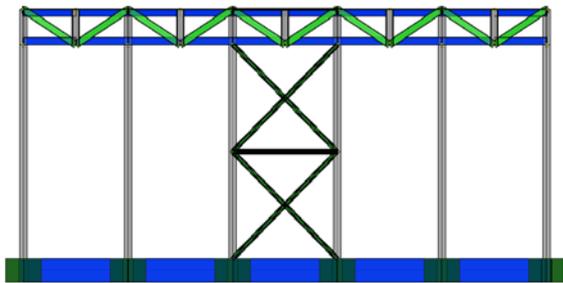
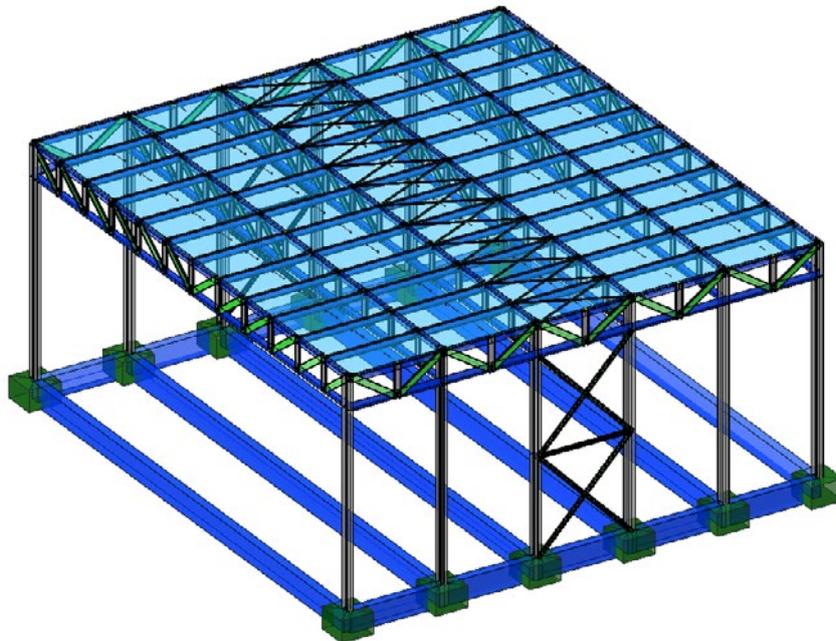
4.1 Palestra

La struttura della palestra ha forma rettangolare con lati 22.00 x 24.00 mt. ed altezza H = 10.00 mt.

L'organismo strutturale è stato concepito con portali in acciaio realizzati con colonne HEB 400 e trasversi in trave reticolare i cui correnti inferiori e superiori sono delle mezze IPE da 600 collegati da montanti e diagonali formati da due profili accoppiati UPN 300, i controventi verticali sono tubolari circolari da 200 mentre gli orizzontali sono tubolari a sezione quadrata da 60.

La copertura è in lamiera grecata su arcarecci IPE 300 ad interasse 2.00 mt. e getto di completamento in c.a. di 5.5 cm.

Le fondazioni sono state previste a plinti isolati quadrati con lati 1.50 mt ed altezza 1.00 mt. collegati da travi di dimensioni 40 x 100 cm.

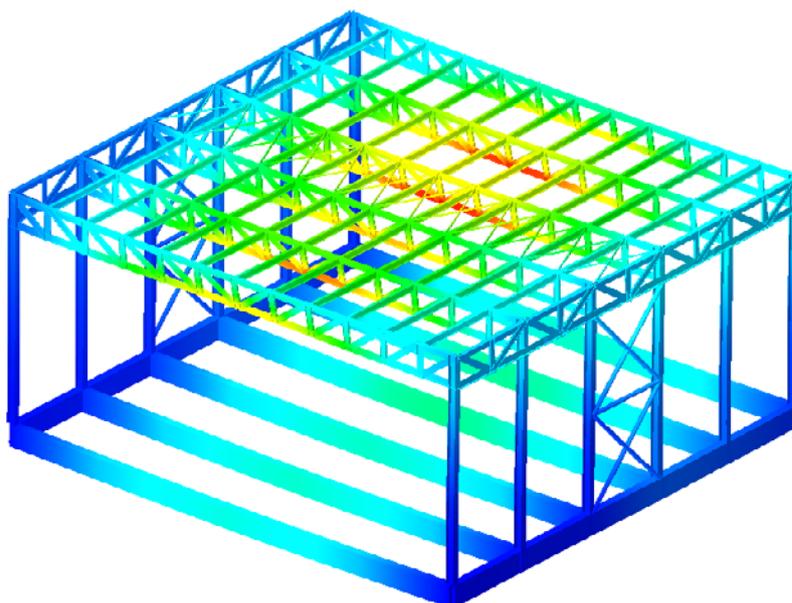


Palestra

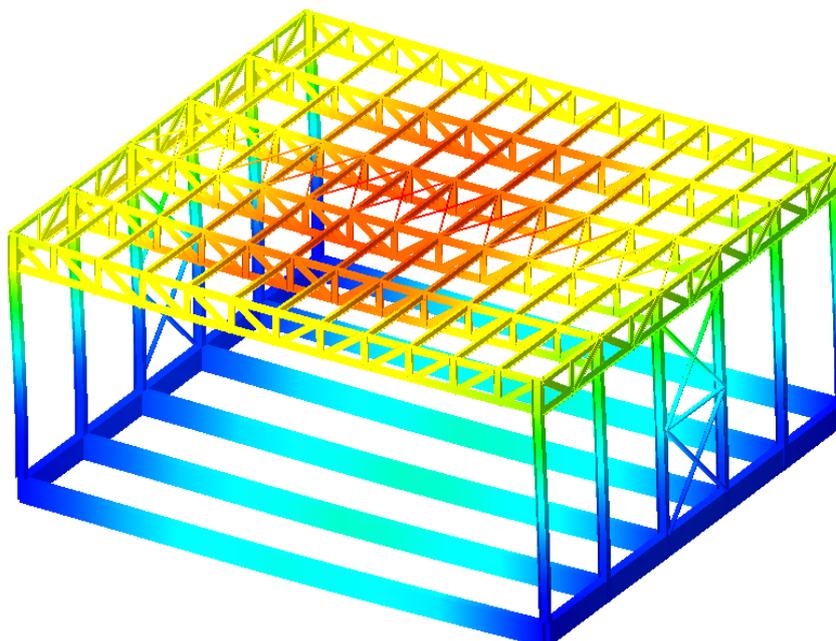
Diagrammi struttura deformata per sisma

Così come previsto dalla normativa vigente, la struttura è stata verificata considerando 32 scenari sismici differenti, derivanti dalle quattro posizioni del baricentro delle masse analizzate ai fini della valutazione degli effetti delle eccentricità accidentali dal baricentro delle rigidezze; nel seguito si riporta l'andamento dei diagrammi della struttura deformata in uno degli scenari esaminati, per sisma nelle due direzioni ortogonali principali.

Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO_2018 - C 12-I
Posizione masse N° 1



Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO_2018 - C 13-I
Posizione masse N° 1



4.2 Auditorium

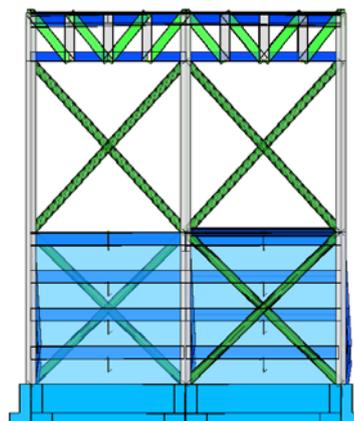
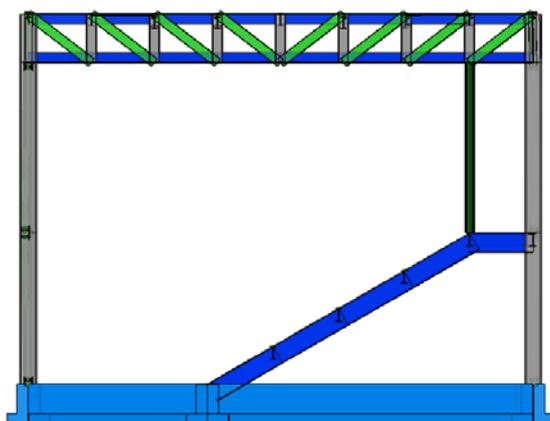
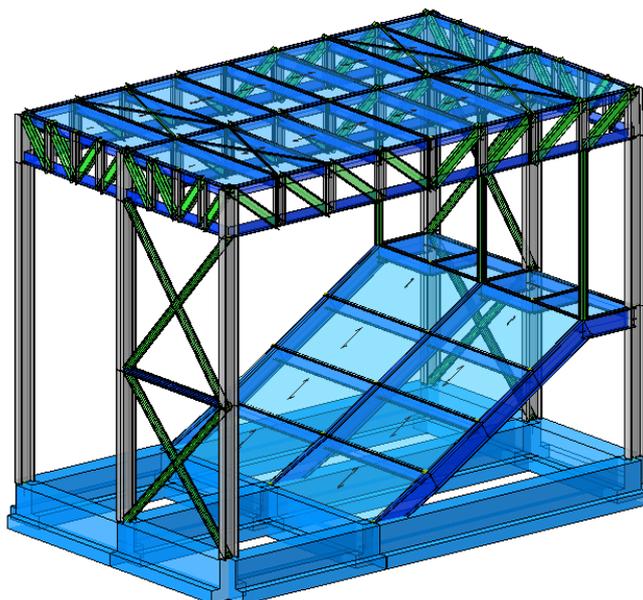
L'auditorium ha forma rettangolare con lati 9.00 x 16.00 mt. ed altezza H = 11.50 mt.

L'organismo strutturale è stato concepito con portali in acciaio realizzati con colonne HEB 500 e trasversi in trave reticolare i cui correnti inferiori e superiori sono delle mezze IPE da 600 collegati da montanti e diagonali formati da due profili accoppiati UPN 300, i controventi verticali sono tubolari circolari da 270 mentre gli orizzontali sono tubolari a sezione quadrata da 60.

La copertura è in lamiera grecata su arcarecci IPE 360 ad interasse 2.00 mt. e getto di completamento in c.a. di 5.5 cm.

La gradinata è stata progettata sospesa alle travi reticolari di copertura, così da avere lo spazio sottostante completamente libero, essendo presente l'accesso ed il parcheggio bici.

Le fondazioni sono state previste a reticolo di travi a "T" rovescia.

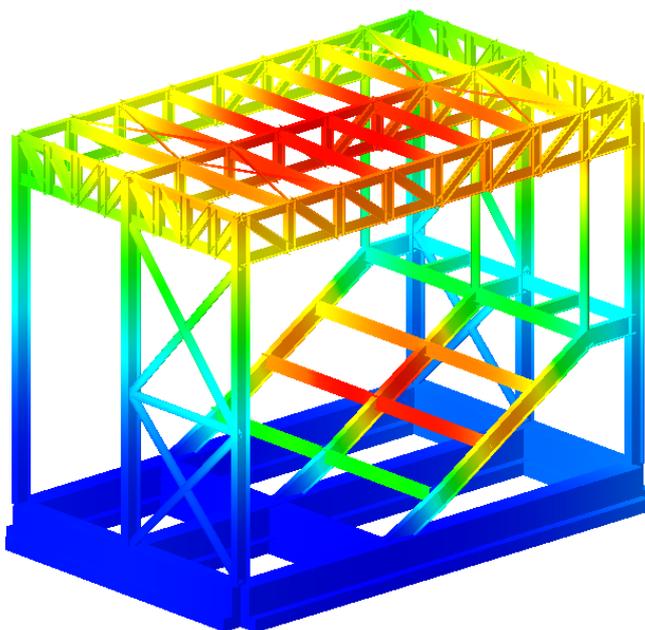


Auditorium

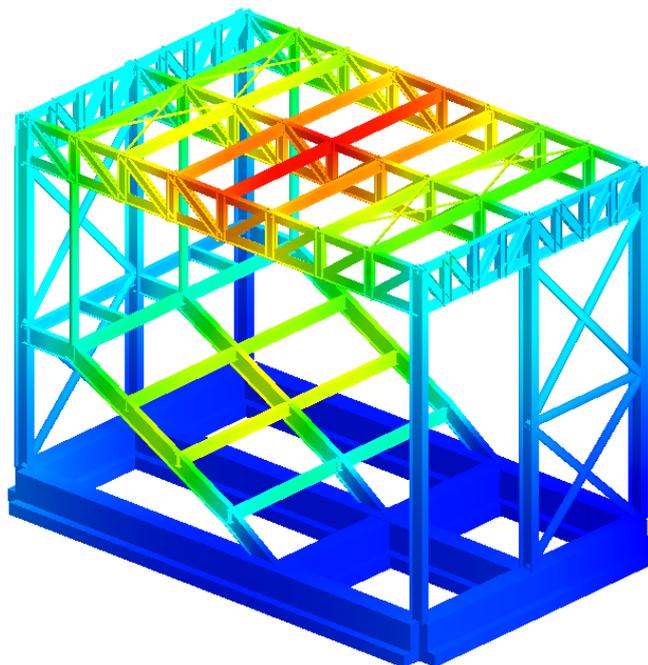
Diagrammi struttura deformata per sisma

Così come previsto dalla normativa vigente, la struttura è stata verificata considerando 32 scenari sismici differenti, derivanti dalle quattro posizioni del baricentro delle masse analizzate ai fini della valutazione degli effetti delle eccentricità accidentali dal baricentro delle rigidezze; nel seguito si riporta l'andamento dei diagrammi della struttura deformata in uno degli scenari esaminati, per sisma nelle due direzioni ortogonali principali.

Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO_2018 - C 12-I
Posizione masse N° 1



Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO_2018 - C 13-I
Posizione masse N° 1



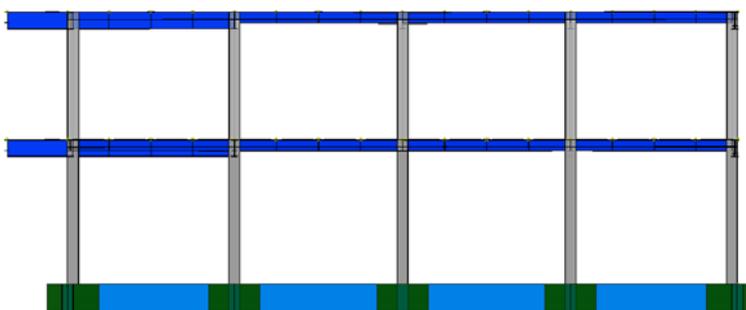
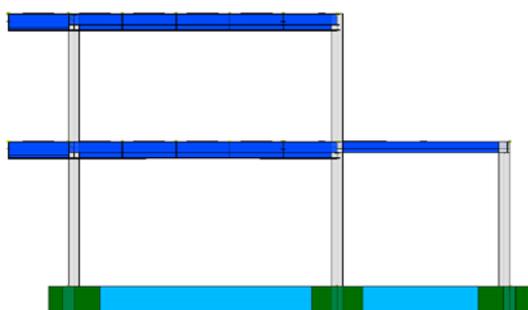
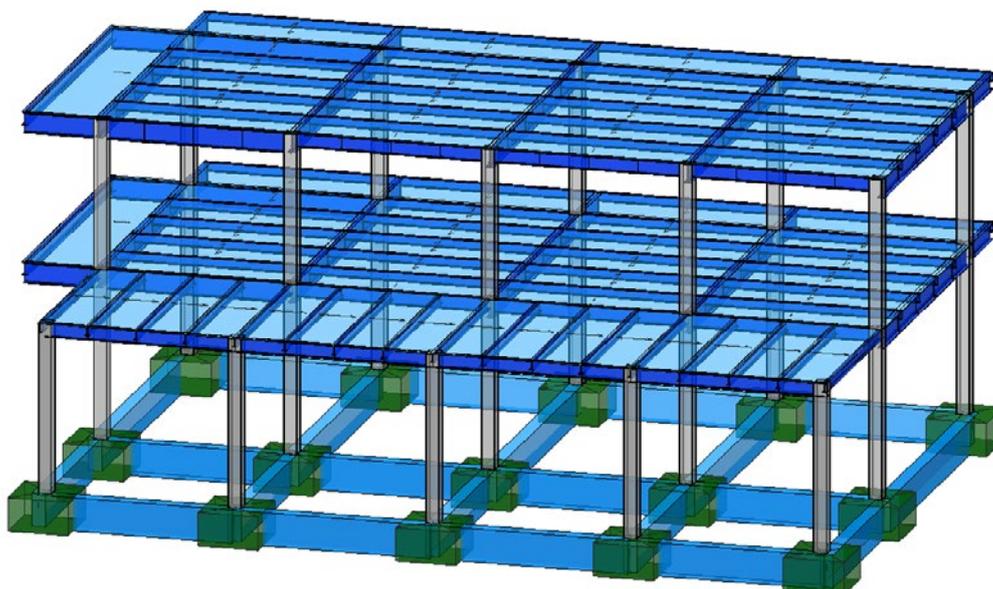
4.3 Mensa e uffici

La struttura della mensa-uffici è un edificio di due piani con interpiano pari a 4.5 mt., di forma rettangolare con lato 23.50 x 15.50 mt. ed altezza 4.50 mt. al primo impalcato, e 23.50 x 9.50 al secondo impalcato.

L'organismo strutturale è stato concepito con telai in acciaio realizzati con colonne a sezione quadrata da 400 e trasversi con travi IPE da 400 e 600, necessarie a causa della presenza di parti a sbalzo di circa mt. 2.

La copertura è in lamiera grecata su arcarecci IPE 270 ad interasse 2.00 mt. e getto di completamento in c.a. di 5.5 cm.

Le fondazioni sono state previste a plinti isolati quadrati con lati 1.50 mt ed altezza 1.00 mt. collegati da travi di dimensioni 40 x 100 cm.

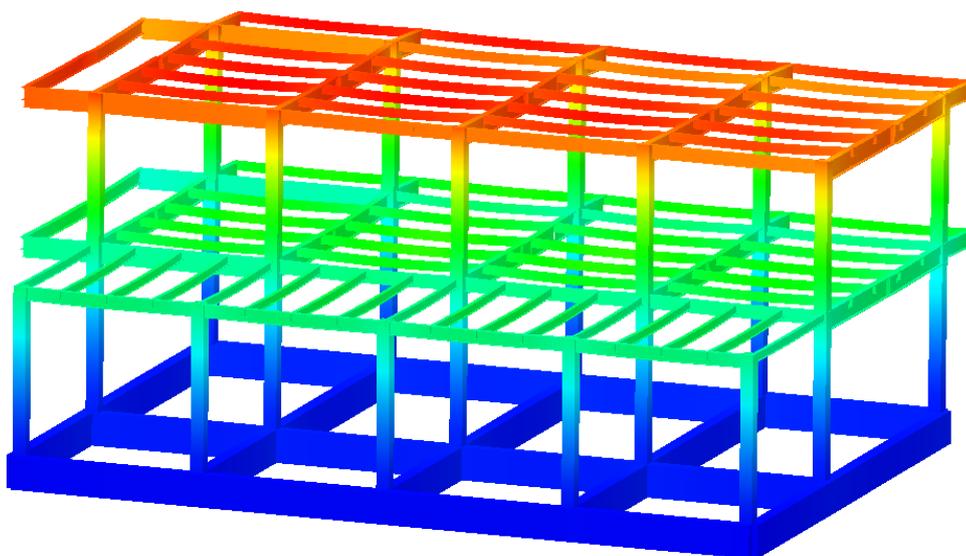


Mensa e uffici

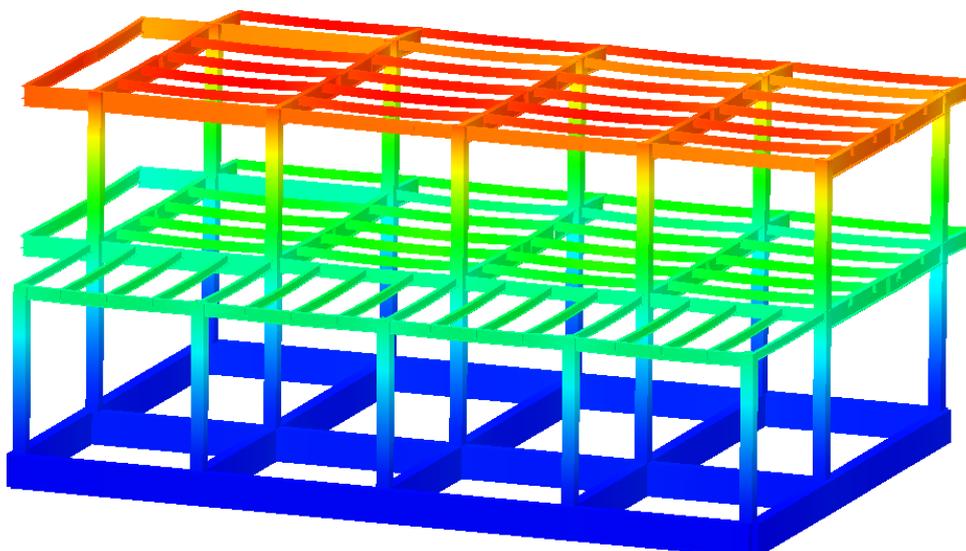
Diagrammi struttura deformata per sisma

Così come previsto dalla normativa vigente, la struttura è stata verificata considerando 32 scenari sismici differenti, derivanti dalle quattro posizioni del baricentro delle masse analizzate ai fini della valutazione degli effetti delle eccentricità accidentali dal baricentro delle rigidezze; nel seguito si riporta l'andamento dei diagrammi della struttura deformata in uno degli scenari esaminati, per sisma nelle due direzioni ortogonali principali.

Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO_2018 - C 13-I
Posizione masse N° 1



Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO_2018 - C 13-I
Posizione masse N° 1



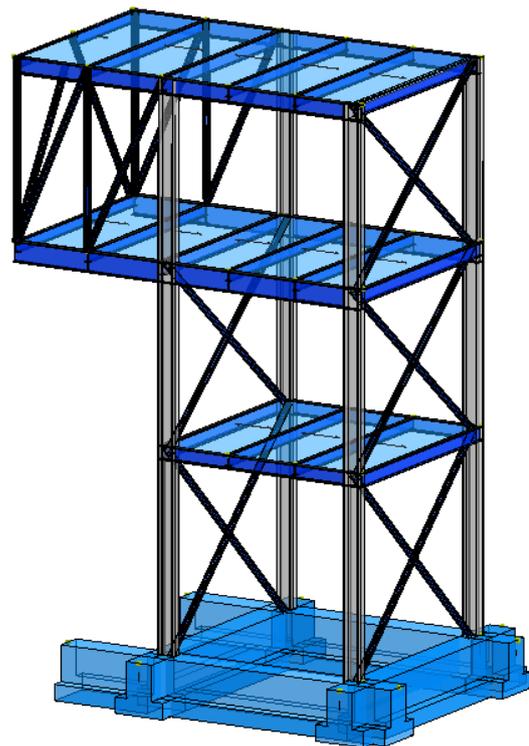
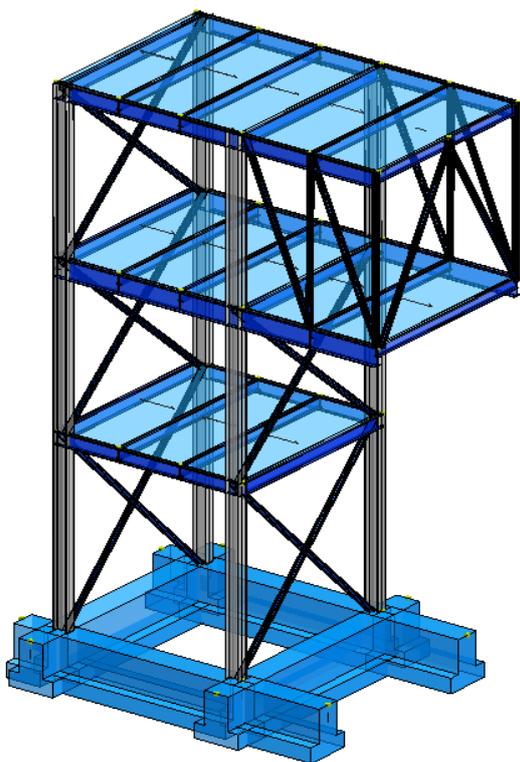
4.4 Ingresso e alloggio del custode

La struttura in questione è un edificio di tre piani con interpiano pari a 4.50 mt., di forma quadrata di lato 5.50 mt ai primi due impalcati e 5.50 x 9.50 mt. al secondo impalcato.

L'organismo strutturale è stato concepito con portali in acciaio realizzati con colonne HEB 400, travi principali IPE 330 al primo livello, ed IPE 500 al secondo ed al terzo livello per consentire lo sbalzo di circa 4 mt.; i controventi sono tubolari circolari da 168.3.

I solai sono in lamiera grecata su arcarecci IPE 270 ad interesse 1.80 mt. e getto di completamento in c.a. di 5.5 cm.

Le fondazioni sono state previste a reticolo di travi a "T" rovescia con aggetto significativo lato sbalzo.

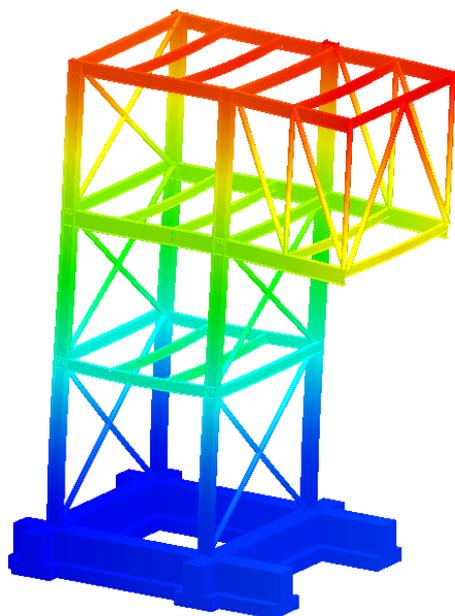


Ingresso e alloggio custode

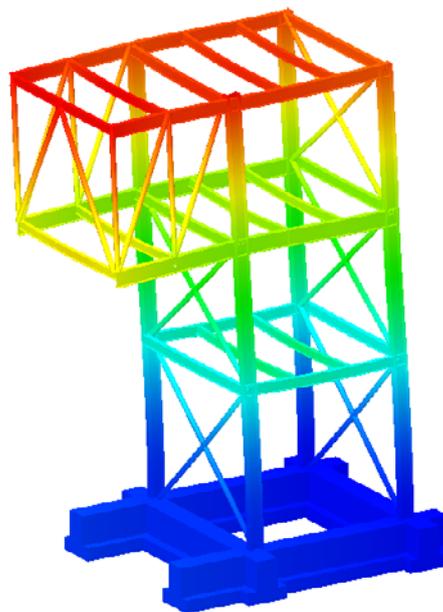
Diagrammi struttura deformata per sisma

Così come previsto dalla normativa vigente, la struttura è stata verificata considerando 32 scenari sismici differenti, derivanti dalle quattro posizioni del baricentro delle masse analizzate ai fini della valutazione degli effetti delle eccentricità accidentali dal baricentro delle rigidezze; nel seguito si riporta l'andamento dei diagrammi della struttura deformata in uno degli scenari esaminati, per sisma nelle due direzioni ortogonali principali.

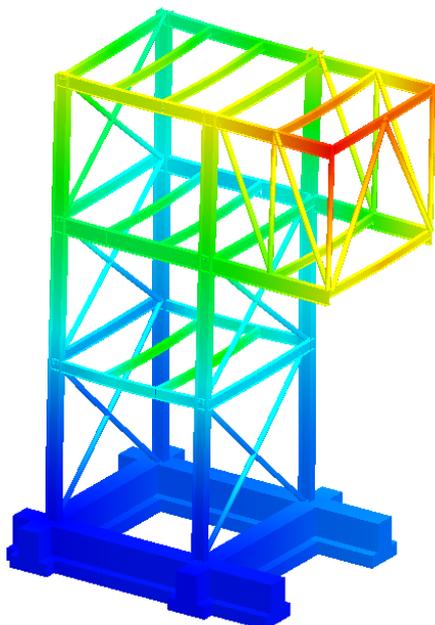
Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO_2018 - C 12-I
Posizione masse N° 1



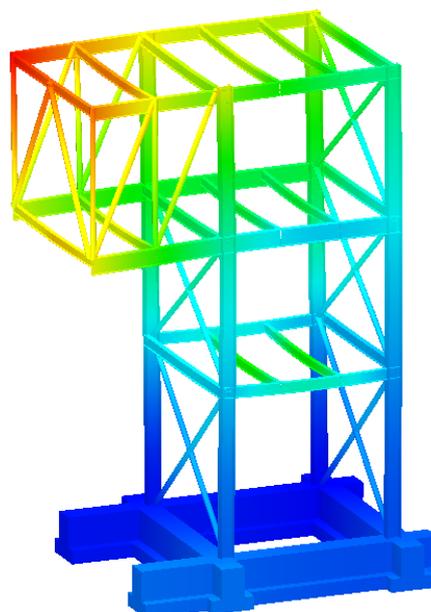
Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO_2018 - C 12-I
Posizione masse N° 1



Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO_2018 - C 13-I
Posizione masse N° 1



Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO_2018 - C 13-I
Posizione masse N° 1

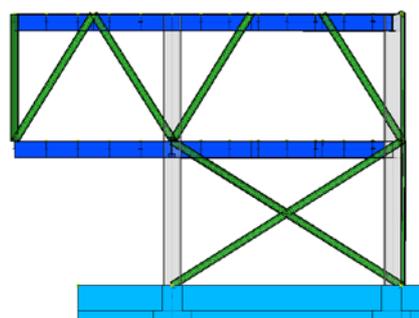
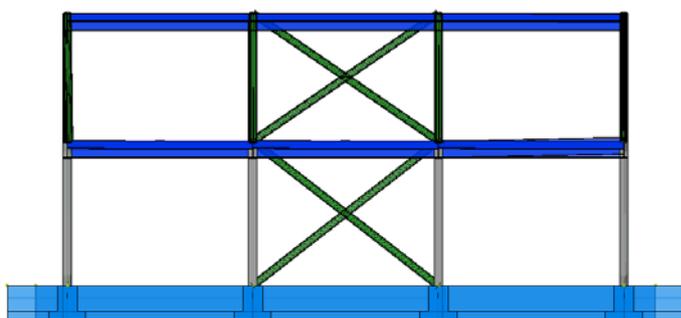
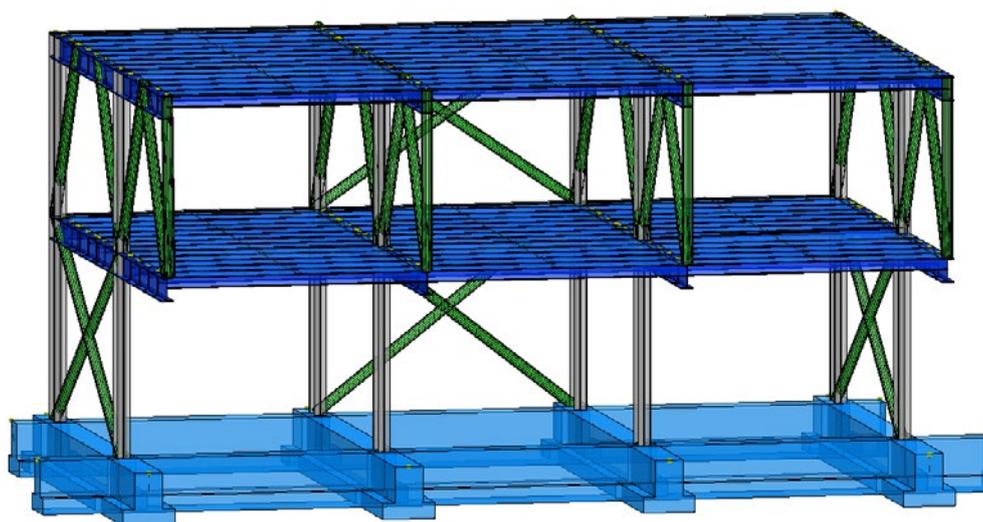


4.5 Sala mostre

La struttura della sala mostre è un edificio di due piani con interpiano pari a 4.50 mt., di forma rettangolare con lati 19.50 x 8.00 mt. al primo impalcato e 19.50 x 13.50 mt. al secondo impalcato. L'organismo strutturale è stato concepito con portali in acciaio realizzati con colonne e travi principali HEB 600 e controventi tubolari circolari da 273; tale dimensione per le travi è necessaria a consentire lo sbalzo di circa 6.00 mt del secondo piano senza inserimento di colonne.

La copertura è in lamiera grecata su arcarecci IPE 270 ad interesse 1.50 mt. e getto di completamento in c.a. di 5.5 cm.

Le fondazioni sono state previste a reticolo di travi a "T" rovescia con aggetto significativo lato sbalzo.

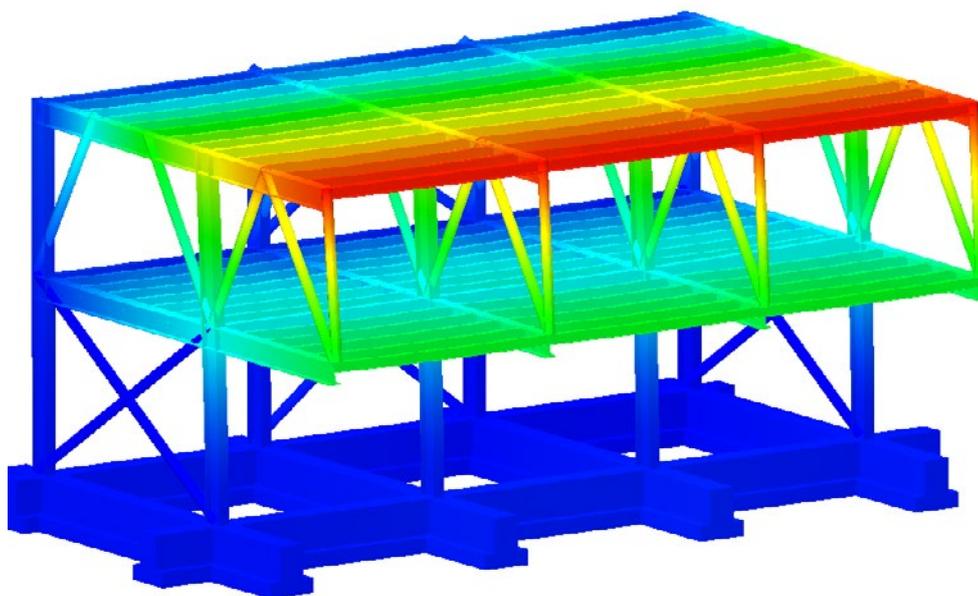


Sala mostre

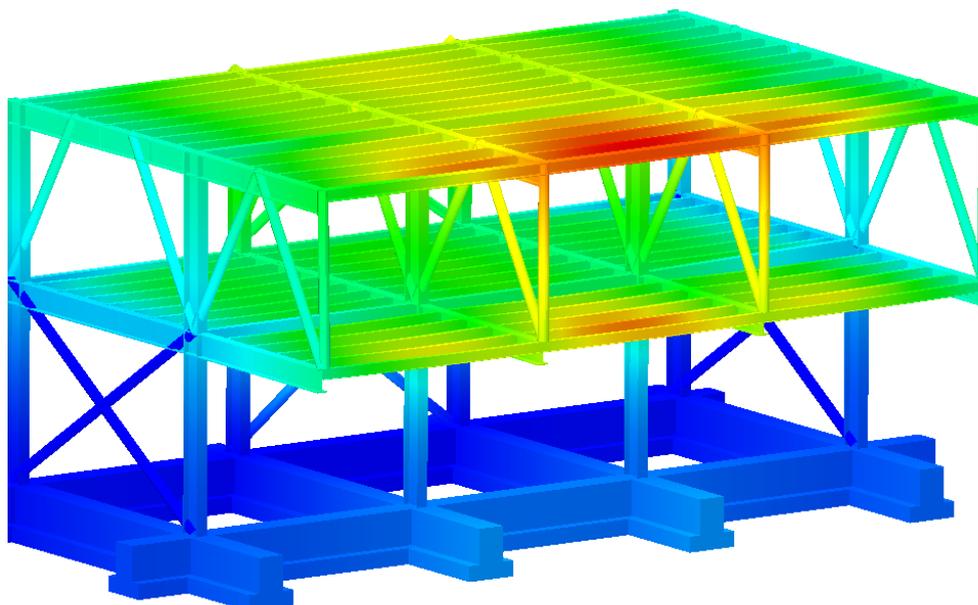
Diagrammi struttura deformata per sisma

Così come previsto dalla normativa vigente, la struttura è stata verificata considerando 32 scenari sismici differenti, derivanti dalle quattro posizioni del baricentro delle masse analizzate ai fini della valutazione degli effetti delle eccentricità accidentali dal baricentro delle rigidezze; nel seguito si riporta l'andamento dei diagrammi della struttura deformata in uno degli scenari esaminati, per sisma nelle due direzioni ortogonali principali.

Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO_2018 - C 12-I
Posizione masse N° 1



Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO_2018 - C 13-I
Posizione masse N° 1



4.6 Corridoio di distribuzione pubblica

L'opera in questione è un manufatto di due piani con interpiano pari a 4.50 mt., a pianta rettangolare allungata di dimensioni 90 x 3.5 mt., pertanto sono stati previsti due giunti sismici, la cui ampiezza è stata verificata calcolando lo spostamento degli impalcati in opposizione di fase.

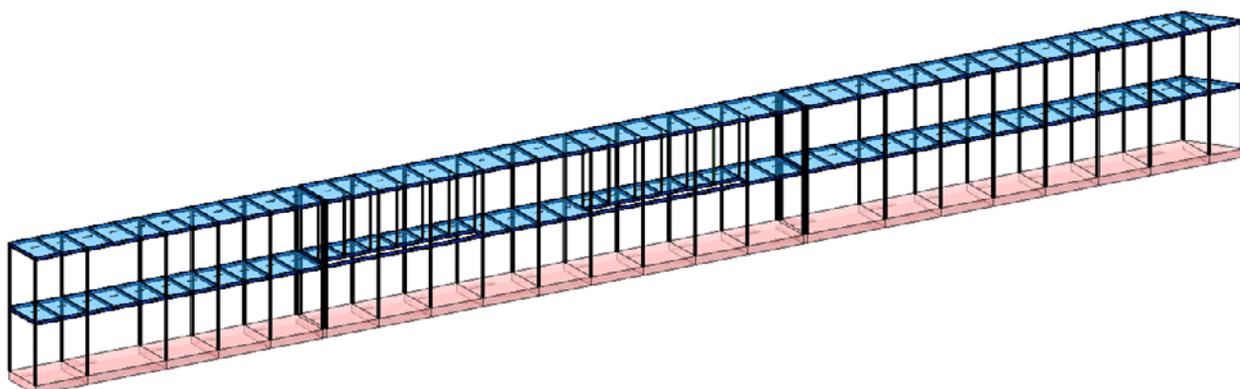
Pertanto sono stati studiati separatamente i tre corpi di larghezza mt. 3.50 e lunghezze 22.00 mt (A), 36.50 mt (B) e 33.00 mt (C).

La struttura è stata concepita con portali in acciaio realizzati con colonne HEB 160 e travi principali colleganti le colonne nelle due direzioni IPE 270.

La copertura è in lamiera grecata su arcarecci IPE 200 ad interasse 2.00 mt. e getto di completamento in c.a. di 5.5 cm.

Il primo impalcato prevede dei vuoti architettonici realizzati con orizzontamenti sospesi alle travi del secondo livello, così da evitare l'inserimento di ulteriori colonne che avrebbero intralciato gli spazi al piano inferiore.

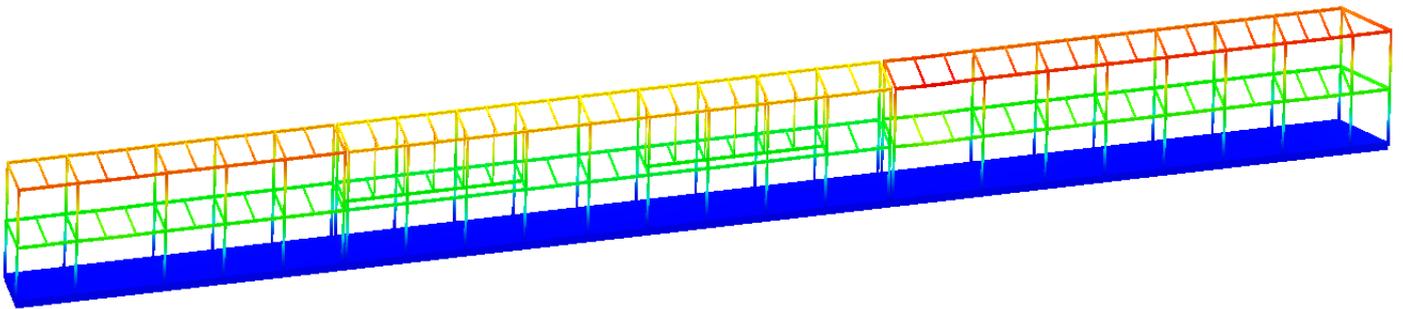
Le fondazioni sono state previste del tipo superficiale a platea generale di spessore 80 cm.



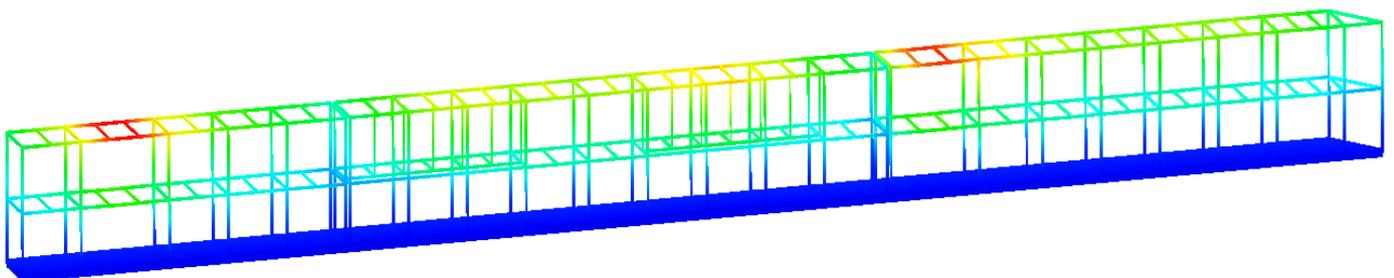
Corridoio di distribuzione pubblica Diagrammi struttura deformata per sisma

Così come previsto dalla normativa vigente, la struttura è stata verificata considerando 32 scenari sismici differenti, derivanti dalle quattro posizioni del baricentro delle masse analizzate ai fini della valutazione degli effetti delle eccentricità accidentali dal baricentro delle rigidezze; nel seguito si riporta l'andamento dei diagrammi della struttura deformata in uno degli scenari esaminati, per sisma nelle due direzioni ortogonali principali.

Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO_2018 - C 12-I
Posizione masse N° 1



Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO_2018 - C 13-I
Posizione masse N° 1



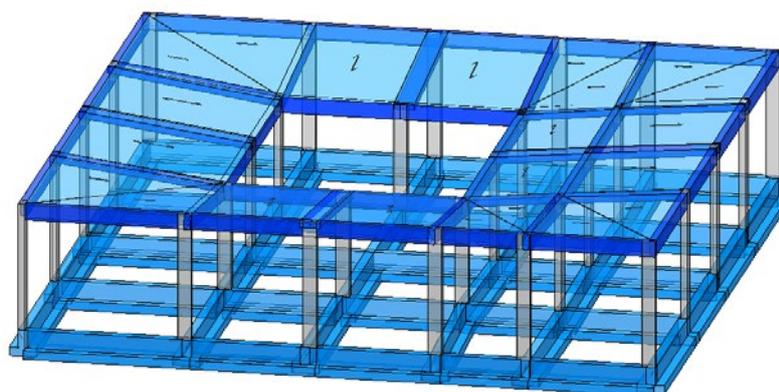
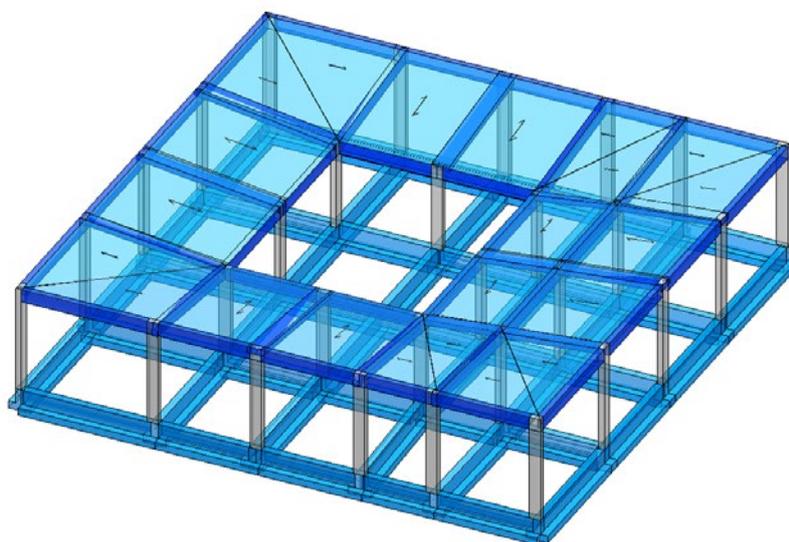
4.7 Scuola dell'infanzia

L'edificio in questione è un manufatto a pianta quadrata, con lato esterno di 28.2 mt, un cavedio centrale di dimensioni 7.15 x 9.30 mt. non concentrico.

L'altezza dell'unico impalcato è variabile da mt. 5.20 mt. sul perimetro esterno a mt. 4.20 lungo il perimetro del cavedio.

L'organismo strutturale è stato concepito con telai in c.a. tra loro mutuamente ortogonali e solai in latero cemento gettati in opera.

I pilastri hanno dimensioni 30x60 cm, le travi emergenti 30x70 cm, le travi a spessore 90x30 cm, i solai hanno altezza pari a 24+6 cm, le travi di fondazione sono del tipo a "T" rovescia.

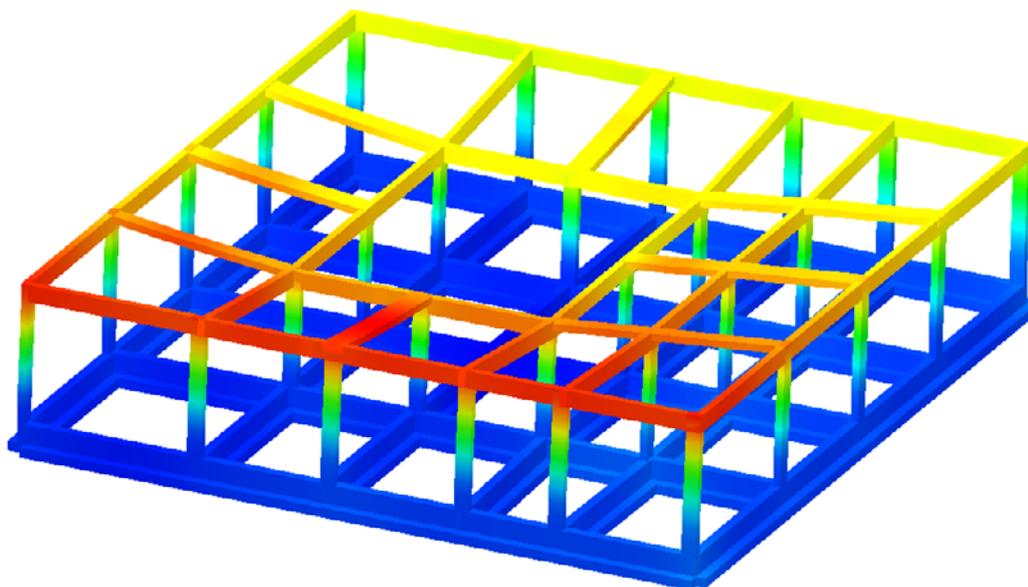


Scuola dell'infanzia

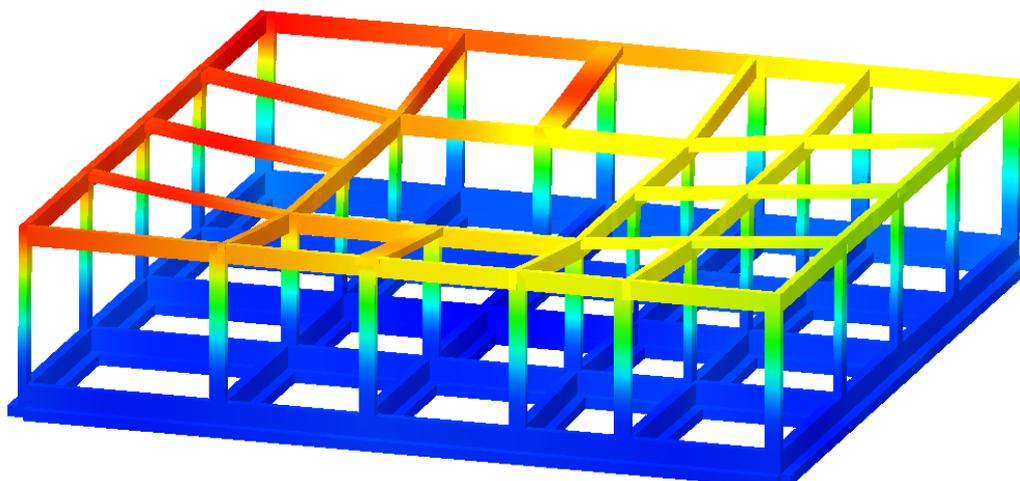
Diagrammi struttura deformata per sisma

Così come previsto dalla normativa vigente, la struttura è stata verificata considerando 32 scenari sismici differenti, derivanti dalle quattro posizioni del baricentro delle masse analizzate ai fini della valutazione degli effetti delle eccentricità accidentali dal baricentro delle rigidezze; nel seguito si riporta l'andamento dei diagrammi della struttura deformata in uno degli scenari esaminati, per sisma nelle due direzioni ortogonali principali.

Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 12-I
Posizione masse N° 1



Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 13-I
Posizione masse N° 1

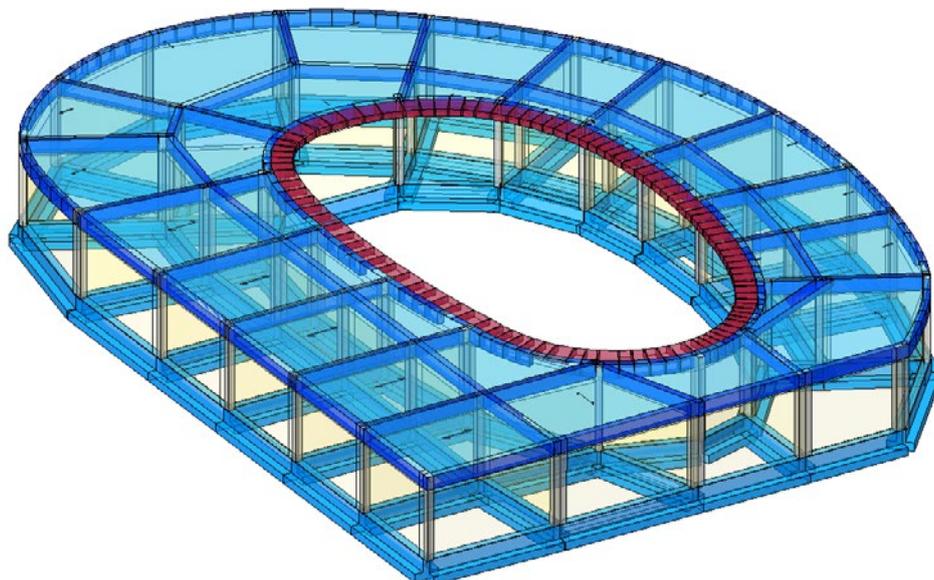
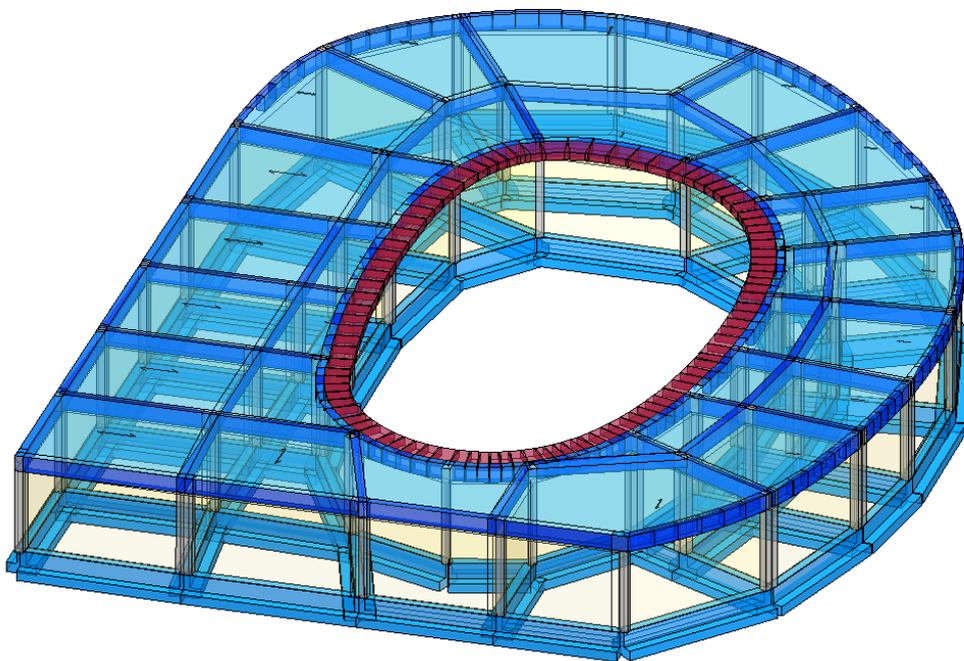


4.8 Scuola primaria

Questo edificio ha forma ellissoidale schiacciata su due lati, con dimensioni massime nelle due direzioni mt. 39.00 x 52.00, un cavedio centrale di dimensioni mt. 16.00 x 30.00, non concentrico, l'altezza dell'unico impalcato è pari a mt. 4.50 mt.

Per uniformare la risposta della struttura in entrambe le direzioni principali evitando zone di localizzazione del danno, l'organismo strutturale è stato concepito con telai in c.a. tra loro ortogonali per i due lati schiacciati e normali alle tangenti per i lati curvi.

Sia i pilastri che le travi emergenti hanno dimensioni 40x80 cm, i solai in latero cemento hanno altezza pari a 36+6 cm, le travi di fondazione sono a "T" rovescia.

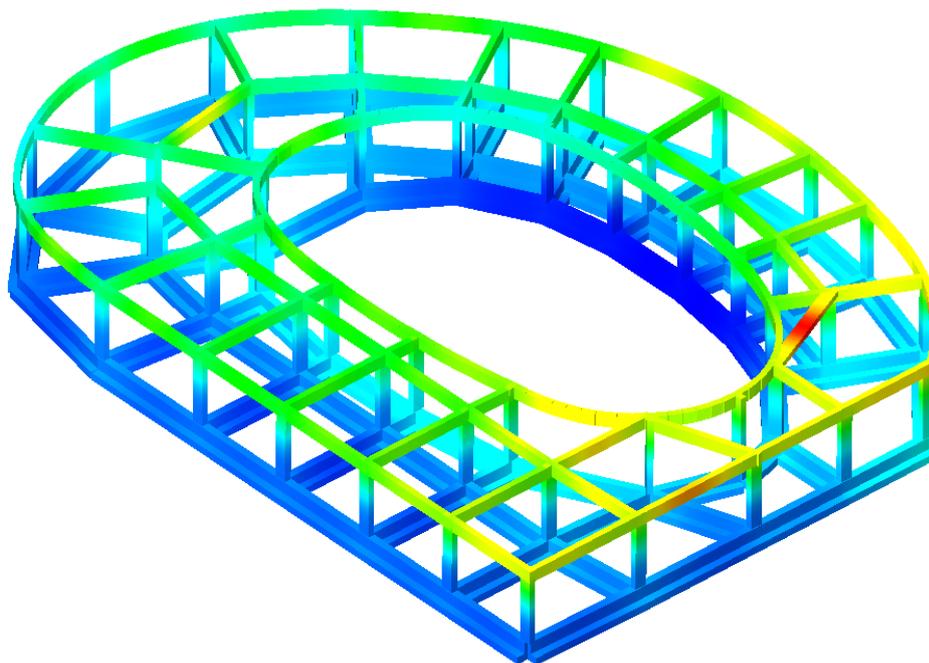


Scuola primaria

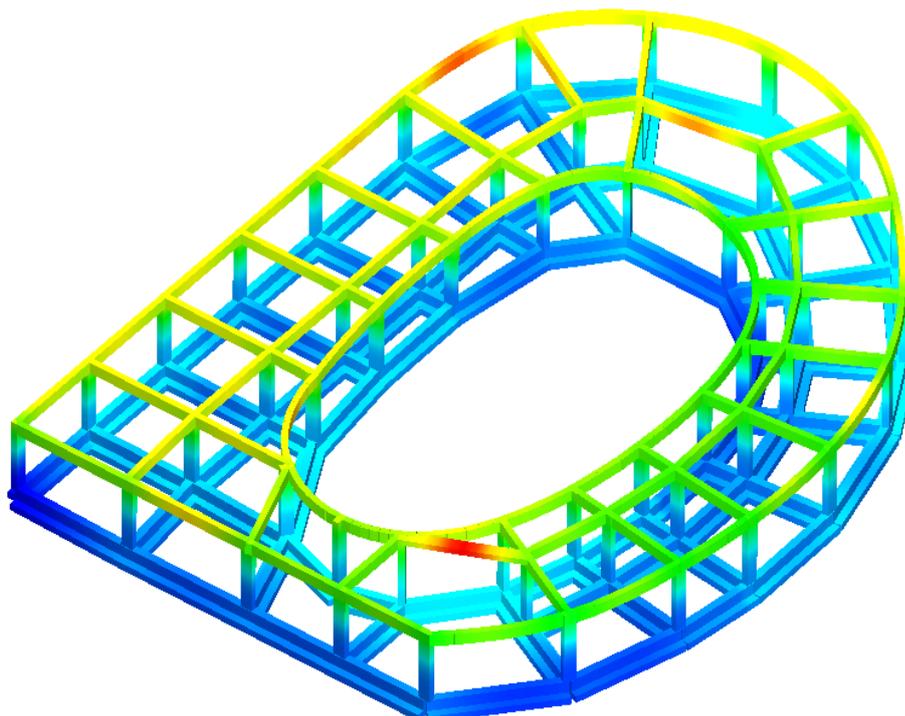
Diagrammi struttura deformata per sisma

Così come previsto dalla normativa vigente, la struttura è stata verificata considerando 32 scenari sismici differenti, derivanti dalle quattro posizioni del baricentro delle masse analizzate ai fini della valutazione degli effetti delle eccentricità accidentali dal baricentro delle rigidezze; nel seguito si riporta l'andamento dei diagrammi della struttura deformata in uno degli scenari esaminati, per sisma nelle due direzioni ortogonali principali.

Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2STR/GEO - C 5-I
Posizione masse N° 1



Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2STR/GEO - C 6-I
Posizione masse N° 1

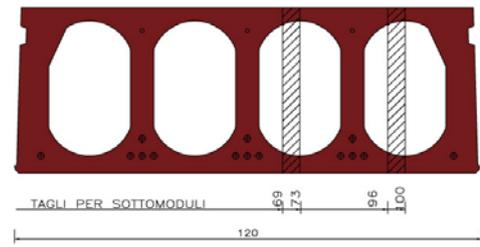


4.9 Scuola secondaria di primo grado

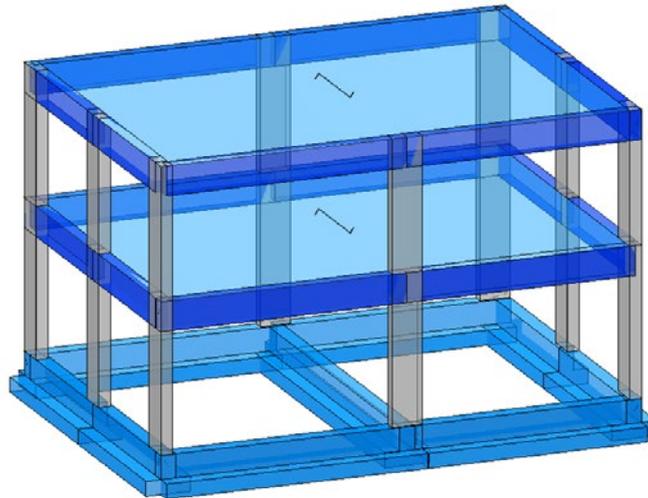
L'edificio in questione è un manufatto di due piani con interpiano pari a 4.50 mt., a pianta rettangolare allungata di dimensioni 83.00 x 12.00 mt., pertanto sono stati previsti giunti sismici, la cui ampiezza è stata verificata calcolando lo spostamento degli impalcati in opposizione di fase. Sono stati studiati separatamente i tre corpi di larghezza mt. 12.00 e lunghezze 16.25 mt (A), 35.50 mt (B) e 31.40 mt (C).

Gli organismi strutturali dei tre corpi A, B e C, sono stati studiati con telai in c.a. tra loro ortogonali, fondazioni superficiali a reticolo di travi a "T" rovescia e solai in latero cemento gettati in opera di spessore $h = 24 + 6$ per i corpi B e C mentre per il corpo A, che ospiterà i

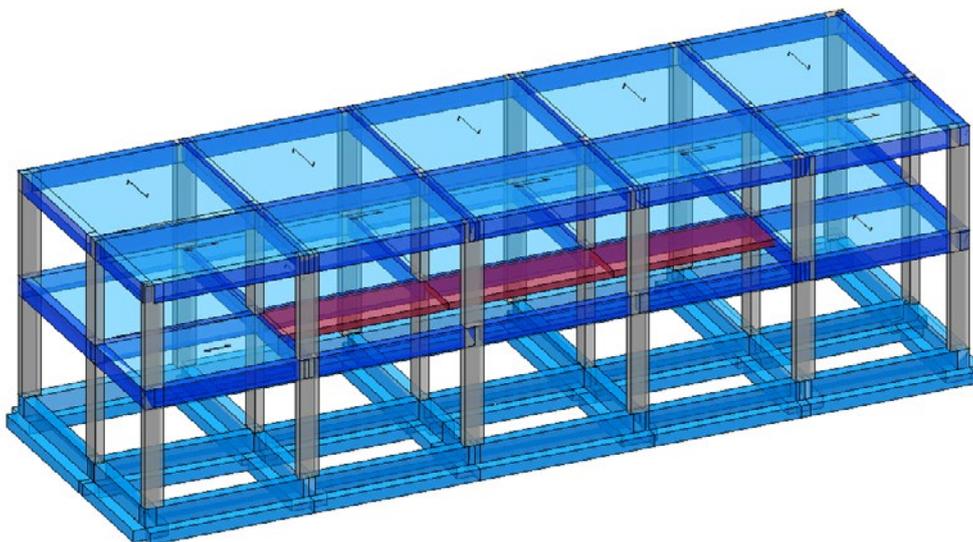
laboratori, data l'esigenza di non avere pilastri interni, i solai sono previsti in precompresso del tipo alveolare.



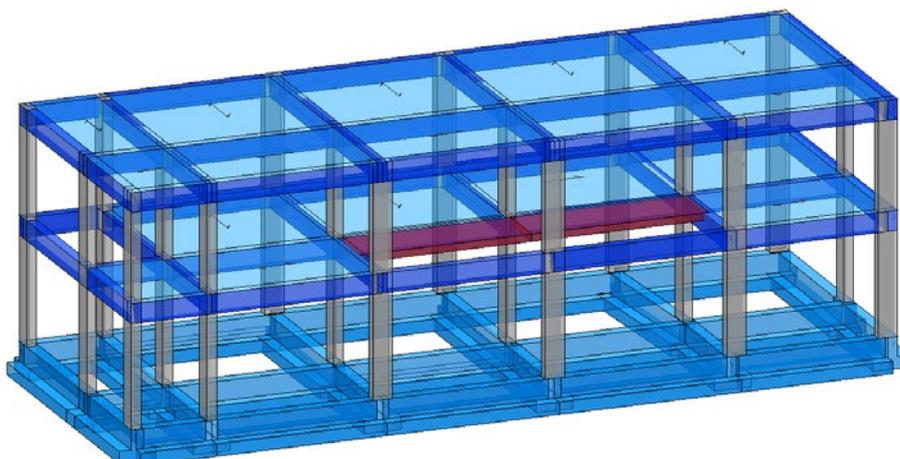
I pilastri e le travi hanno dimensioni 40x100 per il corpo A mentre per gli altri due corpi travi e pilastri hanno dimensioni 40x80 cm.



CORPO A



CORPO B

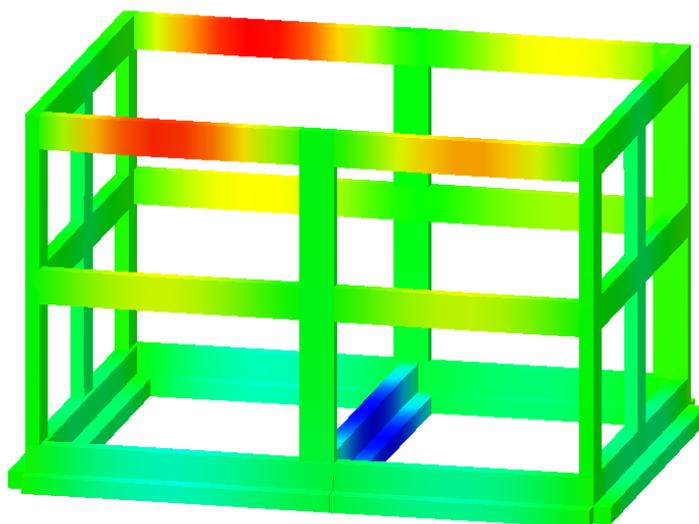


CORPO C

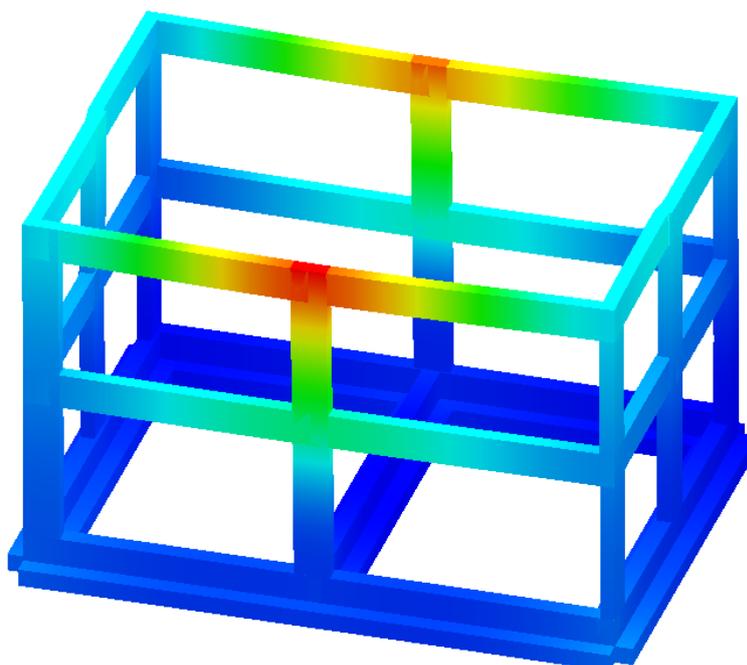
Scuola secondaria di primo grado - Corpo A Diagrammi struttura deformata per sisma

Così come previsto dalla normativa vigente, la struttura è stata verificata considerando 32 scenari sismici differenti, derivanti dalle quattro posizioni del baricentro delle masse analizzate ai fini della valutazione degli effetti delle eccentricità accidentali dal baricentro delle rigidità; nel seguito si riporta l'andamento dei diagrammi della struttura deformata in uno degli scenari esaminati, per sisma nelle due direzioni ortogonali principali.

Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2STR/GEO - C 1-I
Posizione masse N° 1

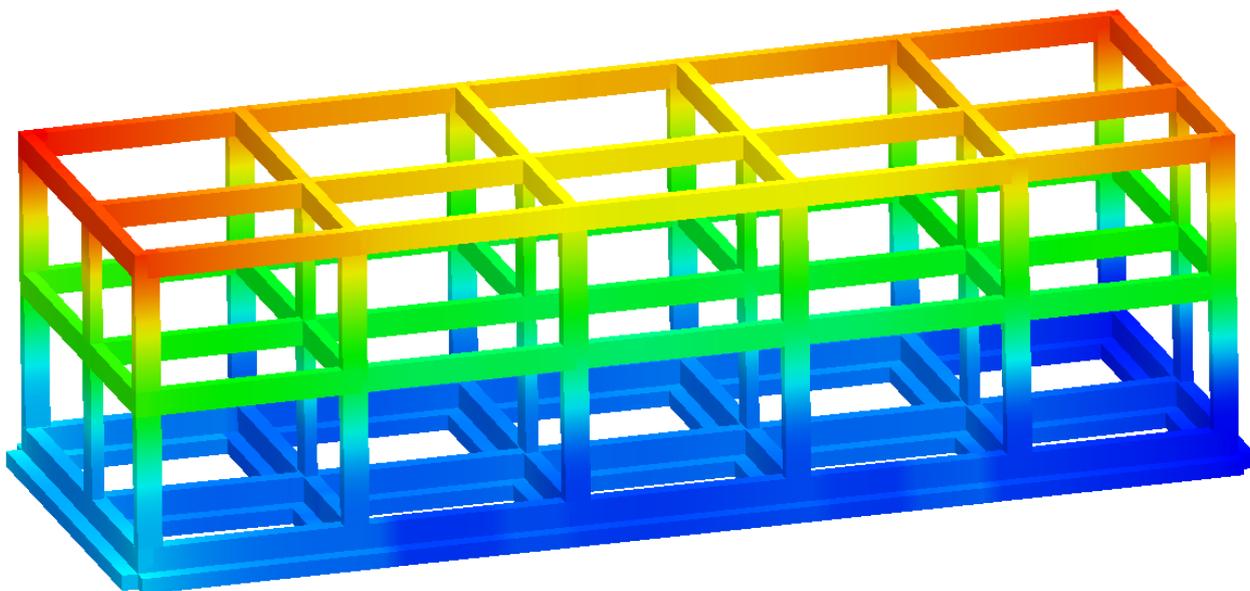


Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2STR/GEO - C 6-I
Posizione masse N° 1

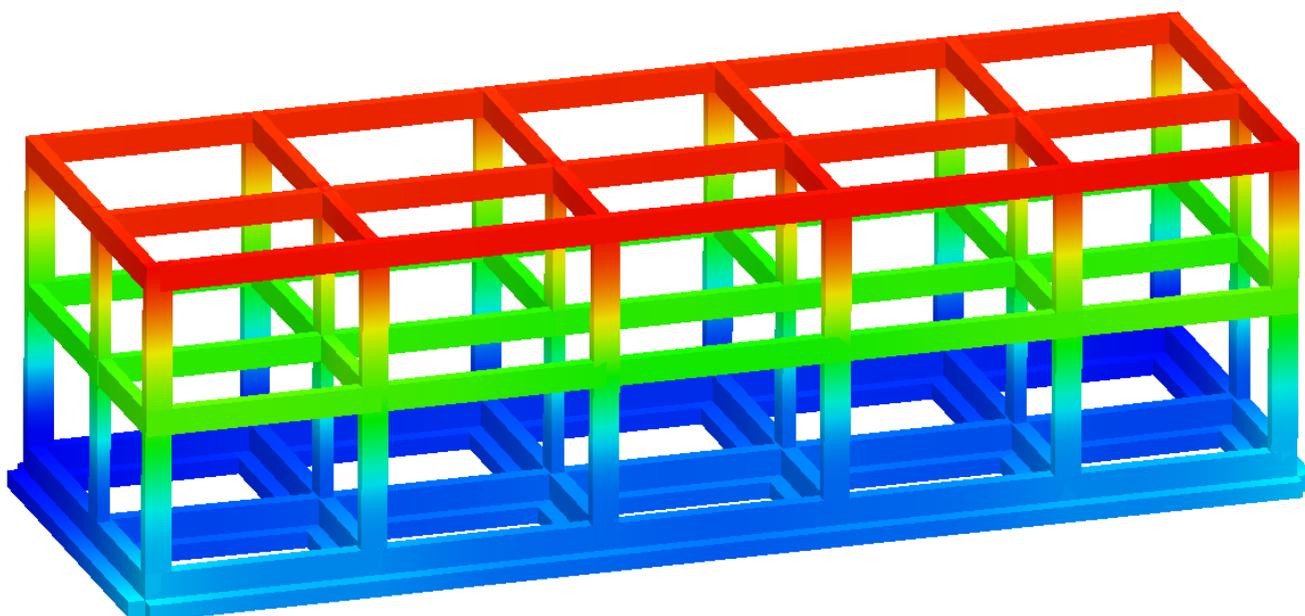


Scuola secondaria di primo grado - Corpo B
Diagrammi struttura deformata per sisma

Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2STR/GEO - C 5-I
Posizione masse N° 1

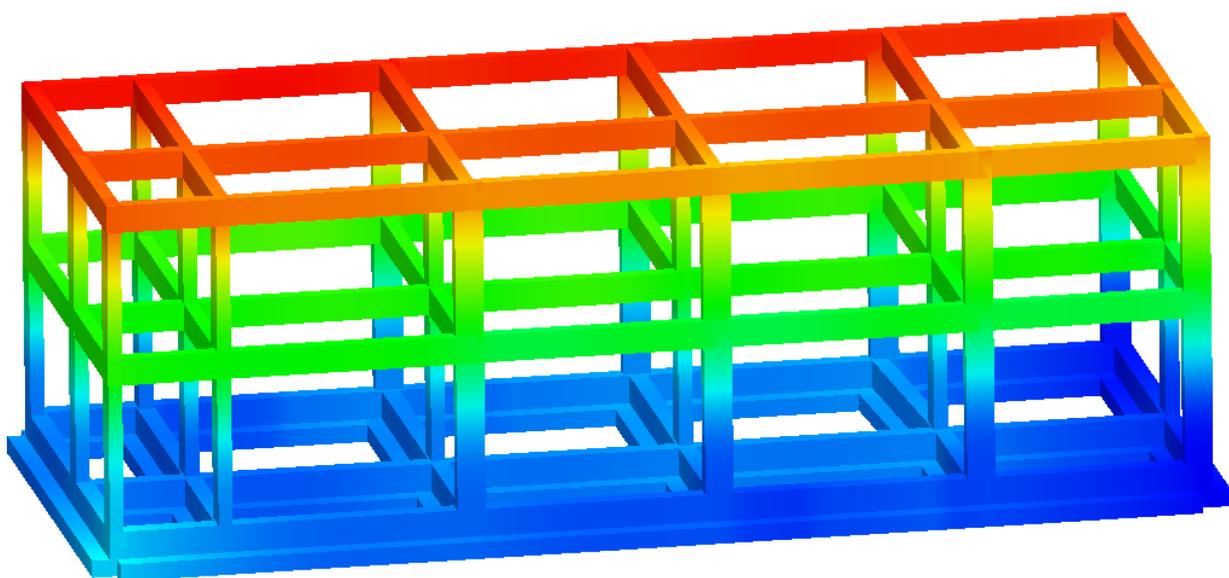


Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2STR/GEO - C 6-I
Posizione masse N° 1

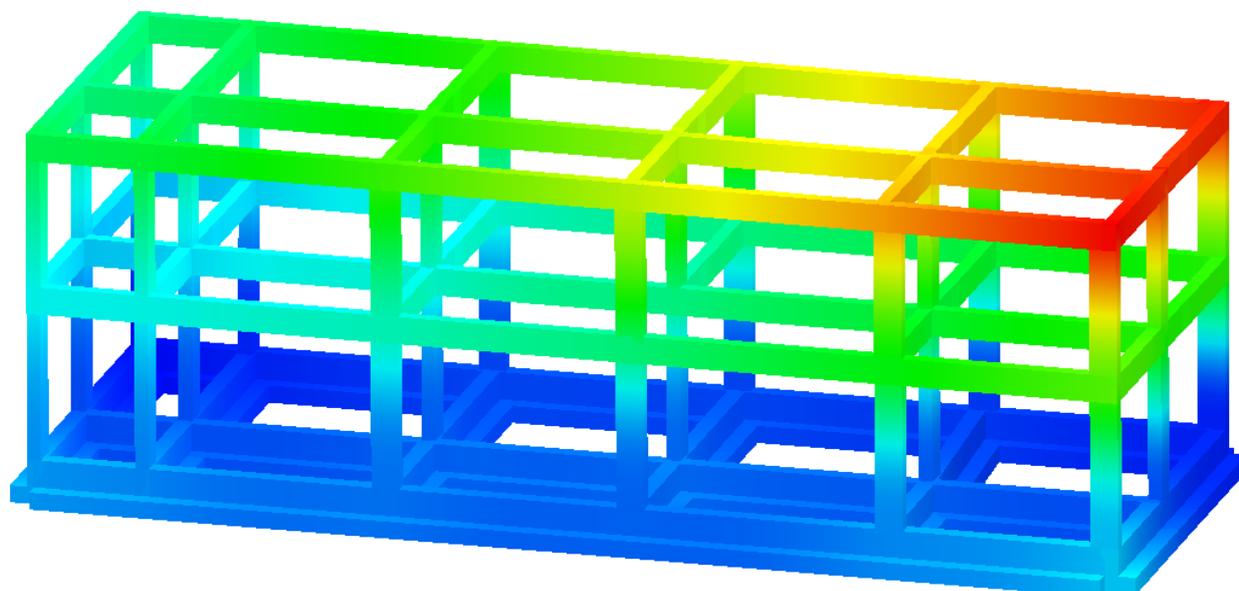


Scuola secondaria di primo grado - Corpo C
Diagrammi struttura deformata per sisma

Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2STR/GEO - C 5-I
Posizione masse N° 1



Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2STR/GEO - C 6-I
Posizione masse N° 1



5. Stima economica dell'intervento

1. SCUOLA DELL'INFANZIA

1.1 FONDAZIONI

Magrone	€ 4.288,81
Casseforme	€ 17.710,00
Ferri di armatura	€ 48.070,00
Calcestruzzo	€ 33.856,00
	€ 103.924,81

1.2 STRUTTURE VERTICALI

Casseforme	€ 7.854,74
Ferri di armatura	€ 9.788,80
Calcestruzzo	€ 4.067,50
	€ 21.711,04

1.3 STRUTTURE ORIZZONTALI (TRAVI)

Casseforme	€ 8.940,12
Ferri di armatura	€ 22.024,80
Calcestruzzo	€ 9.151,88
	€ 40.116,81

1.4 STRUTTURE ORIZZONTALI (SOLAI)

Solai in laterocemento	€ 43.333,47
------------------------	-------------

TOTALE STRUTTURE "SCUOLA DELL'INFANZIA"

€ 209.086,13

2. SCUOLA PRIMARIA

2.1 FONDAZIONI

Magrone	€ 4.524,46
Casseforme	€ 37.630,21
Ferri di armatura	€ 102.139,14
Calcestruzzo	€ 89.921,54
	€ 234.215,34

2.2 STRUTTURE VERTICALI

Casseforme	€ 11.307,12
Ferri di armatura	€ 18.570,75
Calcestruzzo	€ 9.645,80
	€ 39.523,67

2.3 STRUTTURE ORIZZONTALI (TRAVI)

Casseforme	€ 18.618,16
Ferri di armatura	€ 36.694,02
Calcestruzzo	€ 19.059,16
	€ 74.371,34

2.4 STRUTTURE ORIZZONTALI (SOLAI)

Solai in laterocemento	€ 57.143,04
------------------------	-------------

TOTALE STRUTTURE "SCUOLA PRIMARIA"

€ 405.253,38

3. SCUOLA SECONDARIA DI PRIMO GRADO

3.1 FONDAZIONI

Magrone	€ 10.321,42
Casseforme	€ 33.223,96
Ferri di armatura	€ 90.179,32
Calcestruzzo	€ 63.513,86
	€ 197.238,55

3.2 STRUTTURE VERTICALI

Casseforme	€ 29.800,40
Ferri di armatura	€ 48.944,00
Calcestruzzo	€ 20.337,52
	€ 99.081,92

3.3 STRUTTURE ORIZZONTALI (TRAVI)

Casseforme	€ 45.942,29
Ferri di armatura	€ 90.546,40
Calcestruzzo	€ 37.624,41
	€ 174.113,10

3.4 STRUTTURE ORIZZONTALI (SOLAI)

Solai in laterocemento	€ 104.286,05
------------------------	---------------------

TOTALE STRUTTURE "SCUOLA SECONDARIA DI PRIMO GRADO" € 574.719,63

4. CIVIC CENTRE

4.1 FONDAZIONI

Magrone	€ 10.972,40
Casseforme	€ 27.829,10
Ferri di armatura	€ 75.536,12
Calcestruzzo	€ 70.934,08
	€ 185.271,68

4.2 STRUTTURE VERTICALI IN ACCIAIO

Colonne e controventi in acciaio	€ 422.462,60
----------------------------------	---------------------

4.3 STRUTTURE ORIZZONTALI (TRAVI)

Travi in acciaio	€ 560.940,91
------------------	---------------------

4.4 STRUTTURE ORIZZONTALI (SOLAI)

Solai in laterocemento	€ 94.194,73
------------------------	--------------------

TOTALE STRUTTURE "CIVIC CENTRE" € 1.262.869,92

TOTALE OPERE IN CEMENTO ARMATO E ACCIAIO

1. SCUOLA DELL'INFANZIA	€ 209.086,13
2. SCUOLA PRIMARIA	€ 405.253,38
3. SCUOLA SECONDARIA DI PRIMO GRADO	€ 574.719,63
4. CIVIC CENTRE	€ 1.262.869,92

TOTALE STRUTTURE PORTANTI € 2.451.929,06
