



COMUNE DI SAN MAURO PASCOLI
PROVINCIA DI FORLÌ CESENA

*Opera finanziata dall'Unione Europea – NextGenerationEU - Fondi PNRR – M4C1
– 1.1 "PIANI PER ASILI NIDO E SCUOLE DELL'INFANZIA E SERVIZI DI EDUCAZIONE
E CURA PER LA PRIMA INFANZIA"*

**Progetto DEFINITIVO di cui all'art.24 del D.P.R.
207/2010 per la realizzazione di un Nuovo Polo
dell'Infanzia in Via Villagrappa**

CUP : G85E21000090006

VIA VILLAGRAPPA n°11
COMUNE DI SAN MAURO PASCOLI
PROVINCIA DI FORLÌ CESENA

NUOVA COSTRUZIONE

**Relazione Illustrativa e di Calcolo strutturale
con Relazione sui materiali**

(ai sensi del D.G.R. 1373/2011)

Modena, data della firma digitale

Il progettista
delle opere strutturali
Naldi Ing. Filippo

(f.to digitalmente)

Sommario

Sommario.....	2
Sommario delle figure.....	3
Premessa.....	5
1. Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale.....	6
a) Descrizione del contesto edilizio.....	7
b) Descrizione generale della struttura.....	8
b.1) Profilo architettonico.....	8
b.2) Profilo strutturale.....	10
c) Normativa Tecnica utilizzata.....	15
d) Carichi e parametri allo stato di fatto e di progetto.....	16
d.1 Azioni verticali.....	16
d.1.1 Solai e orizzontamenti.....	16
d.1.2 Peso delle pareti di tamponamento.....	21
d.1.3 Peso elementi portanti.....	23
d.1.4 Carico della neve.....	23
d.2 Azioni orizzontali.....	24
d.2.1 Azione sismica.....	24
d.2.2 Azione del vento.....	28
e) Caratterizzazione dei materiali e dei prodotti per uso strutturale.....	30
f) Criteri di progettazione e di modellazione.....	31
f.1 Parametri principali.....	31
f.2 Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche.....	32
f.3 Vincoli interni e/o esterni.....	35
g) Condizioni e combinazioni di carico applicate alla struttura.....	35
h) Metodo di analisi.....	39
i) Criteri di verifica in presenza di azioni sismiche.....	40
j) Rappresentazione delle deformate e dei diagrammi di sollecitazione.....	41
j.1 Deformazioni, sforzi e sollecitazioni.....	41
j.2 Accettabilità dei risultati.....	43
k) Affidabilità del codice di calcolo.....	43
l) Strutture geotecniche e di fondazione.....	44
2. Verifiche degli elementi strutturali.....	46
2.1 Premessa.....	47
2.2 Verifiche dei pilastri in c.a.....	48
2.3 Verifiche delle travi in in c.a.....	50
2.4 Verifiche delle travi di fondazione in c.a.....	52
2.5 Verifiche dei pilastri in acciaio.....	55

2.6	Verifiche dei solai.....	56
2.7	Verifiche dei collegamenti	56
2.8	Verifica giunto sismico.....	58
2.9	Verifica elementi non strutturali	59
2.10	Allegati	61
3.	Relazione sui materiali.....	63
3.1	Elenco delle lavorazioni principali previste	64
3.2	Elenco dei materiali impiegati	64
3.3	Valori di calcolo.....	66
3.4	Altre prescrizioni sui materiali	66

Sommario delle figure

Figura 1	: Inquadramento dell'area di intervento nel contesto generale con Google Maps	7
Figura 2	: Inquadramento di dettaglio del sito allo stato di fatto con Google Maps	8
Figura 3	- Pianta asilo nido (in basso, fronte est) e scuola dell'infanzia (in alto, fronte ovest).....	9
Figura 4	- Sezioni B-B e D-D	9
Figura 5	- Prospetti est, ovest, sud e nord.....	10
Figura 6	: Pianta delle fondazioni	12
Figura 7	: Pianta dei pilastri.....	12
Figura 8	: Inquadramento in pianta dei diversi livelli di impalcato.....	13
Figura 9	: Pianta del primo impalcato H343	13
Figura 10	: Pianta del secondo impalcato H405	14
Figura 11	: Pianta del terzo impalcato H535	14
Figura 12	: Pianta del quarto e quinto impalcato H630-695	15
Figura 13	: Sezione strutturale A-A	15
Figura 14	: Parametri assegnati per la generazione degli spettri – parte I	25
Figura 15	: Parametri assegnati per la generazione degli spettri – parte II	26
Figura 16	: Parametri assegnati per la generazione degli spettri – parte III	26
Figura 17	: Spettro elastico delle accelerazioni allo stato limite SLV	26
Figura 18	: Parametri dello spettro elastico SLV.....	27
Figura 19	: Spettri di risposta elastici per i vari stati limite.....	28
Figura 20	: Parametri a_g , F_o , T_c^* su T_R associati ai vari stati limite	28
Figura 21	- Immagine del modello US2 in inMod	33
Figura 22	- Immagine del modello US1 in inMod	33
Figura 23	- Immagine della mesh US2 in Nolian.....	33
Figura 24	- Immagine della mesh US1 in Nolian.....	33
Figura 25	- Dettaglio delle armature assegnate agli elementi in una porzione di struttura	35
Figura 26	- Peso proprio	37
Figura 27	- Carichi Permanenti.....	38
Figura 28	- Carichi Permanenti non Strutturali	38
Figura 29	- Carichi Accidentali da Neve	38
Figura 30	- Carichi Accidentali tipo E	39
Figura 31	- Spostamenti Combinazione statica SLE [cm] - $w_{max} = 0,997\text{cm}$	41
Figura 32	- Spostamenti Condizione Sisma X SLD [cm] - $w_{max} = 0,591\text{cm}$	41
Figura 33	- Spostamenti Condizione Sisma Y SLD [cm] - $w_{max} = 0,786\text{cm}$	41
Figura 34	- Involuppo N SLU [kg] - $N_{max} = 62788\text{kg}$	42
Figura 35	- Involuppo M1 SLU [kg·cm] - $M1_{max} = 63960\text{ kg·m}$	42
Figura 36	- Involuppo M2 SLU [kg·cm] - $M2_{max} = 51978\text{ kg·m}$	42
Figura 37	- Involuppo T1 SLU [kg] - $T1_{max} = 25986\text{kg}$	42
Figura 38	- Involuppo T2 SLU [kg] - $T2_{max} = 25785\text{kg}$	43
Figura 39	- Frontespizio della relazione geologica	44
Figura 40	- Rappresentazione grafica delle verifiche a presso-flessione nei pilastri in c.a.	48

Figura 41 - Rappresentazione grafica delle verifiche a taglio nei pilastri in c.a.	48
Figura 42 - Rappresentazione grafica delle verifiche a torsione nei pilastri in c.a.	49
Figura 43 - Rappresentazione grafica delle verifiche alle tensioni di esercizio nei pilastri in c.a.	49
Figura 44 - Rappresentazione grafica delle verifiche a fessurazione nei pilastri in c.a.	49
Figura 45 - Rappresentazione grafica delle verifiche allo SLO nei pilastri in c.a.	50
Figura 46 - Rappresentazione grafica delle verifiche a presso-flessione nelle travi in c.a.	50
Figura 47 - Rappresentazione grafica delle verifiche a taglio nelle travi in c.a.	51
Figura 48 - Rappresentazione grafica delle verifiche a torsione nelle travi in c.a.	51
Figura 49 - Rappresentazione grafica delle verifiche alle tensioni di esercizio nelle travi in c.a.	51
Figura 50 - Rappresentazione grafica delle verifiche a fessurazione nelle travi in c.a.	52
Figura 51 - Rappresentazione grafica delle verifiche a presso-flessione nelle travi di fondazione in c.a.	52
Figura 52 - Rappresentazione grafica delle verifiche a taglio nelle travi di fondazione in c.a.	52
Figura 53 - Rappresentazione grafica delle verifiche a torsione nelle travi di fondazione in c.a.	53
Figura 54 - Rappresentazione grafica delle verifiche alle tensioni di esercizio nelle travi di fondazione in c.a.	53
Figura 55 - Rappresentazione grafica delle verifiche a fessurazione nelle travi di fondazione in c.a.	53
Figura 56 - Rappresentazione grafica delle deflessioni del terreno nelle travi di fondazione in c.a.	54
Figura 57 - Rappresentazione grafica delle pressioni sul terreno nelle travi di fondazione in c.a.	54
Figura 58 - Rappresentazione grafica delle verifiche di portata limite in cdz. ND sul terreno nelle travi di fondazione in c.a.	54
Figura 59 - Rappresentazione grafica delle verifiche di portata limite in cdz. DR sul terreno nelle travi di fondazione in c.a.	55
Figura 60 - Rappresentazione grafica delle verifiche di resistenza e instabilità presso-flesso-torsionale nei pilastri in acciaio	55
Figura 61 - Rappresentazione grafica delle verifiche di resistenza e instabilità a taglio nei pilastri in acciaio	55
Figura 62 - Rappresentazione grafica delle verifiche allo SLD nei pilastri in acciaio	56
Figura 63 - Dettaglio piastra di base.....	56

Premessa

Il presente documento costituisce la “**Relazione illustrativa e di calcolo**”, comprensiva di “**Relazione sui materiali**”, in accompagnamento al progetto definitivo delle strutture previste nella realizzazione di un Asilo Nido e di una Scuola dell’Infanzia, opere facenti parte di un secondo stralcio nell’ambito del progetto di costruzione del Nuovo Polo Scolastico di via Villagrappa nel Comune di San Mauro Pascoli, definito dal Concorso Nazionale di Idee del 2011. La seconda fase dei lavori prevede infatti la costruzione ex-novo di un Asilo Nido e di una Scuola dell’Infanzia, rispettivamente a 2 e 3 sezioni, nella parte nord del lotto comunale interessato dall’intervento, posto fra le strade via Fiumicino, via Villagrappa e via Ugo La Malfa.

L’intervento segue il primo stralcio che nel 2017 ha visto la costruzione, al centro del lotto, di una scuola primaria di 5 classi e di un parcheggio, sul fronte est, contenente 47 posti auto, a servizio del Polo scolastico.

La relazione si propone di sviluppare il calcolo delle nuove strutture presentando il quadro normativo di riferimento, le prescrizioni sui materiali, le azioni statiche e dinamiche di calcolo previste, i criteri di progettazione e di modellazione utilizzati per l’analisi strutturale e un riepilogo dei risultati ottenuti e delle principali verifiche svolte previste per la progettazione definitiva, delle strutture di fondazione ed elevazione.

Si riassumono di seguito le principali figure concorrenti alla progettazione dell’opera nonché la localizzazione dell’intervento.

Denominazione Progetto

PROGETTO DEFINITIVO

Ampliamento complesso scolastico e nuova scuola dell’infanzia

Committente

Comune di San Mauro Pascoli
Piazza Giuseppe Mazzini n.3
47030 San Mauro Pascoli (FC)

Progettista Architettonico

Arch. Michele Zini
ZPZ Partners - Via Archirola n° 165 - 41124 Modena (MO)

Progettista Strutturale

Ing. Filippo Naldi
c/o INTeGRA – Professionisti Associati
via Alberto Brasili n° 91 -41122 Modena (MO)

Geologo

Dott. Geol. Bucci Aride
Corte Don Giuliano Botticelli, 98
47521 Cesena (FC)

1. Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale

a) Descrizione del contesto edilizio

Individuazione del sito

Il fabbricato di nuova costruzione sorgerà in via Villagrappa n°11 su un lotto situato in zona residenziale a Nord del Comune di San Mauro Pascoli, delimitato ad ovest da Via Fiumicino, ad est da via Villagrappa sulla quale si trova l'accesso principale, a sud da via Ugo la Malfa ed a nord dal parco pubblico Antonio da Barignano. Il terreno del sito in oggetto è pianeggiante e si colloca ad una quota di circa 17 m.s.l.m.

Dati catastali

NCEU. Comune di San Mauro Pascoli, foglio n°12, mappale n°1979 e 1993

Coordinate geografiche

Le coordinate che ne individuano con precisione la posizione sono le seguenti:

WGS84: Lat 44.111043 - Lng 12.412386

ED50: Lat 44.111982 - Lng 12.413348

Convertitore

Per convertire le coordinate di un punto inserisci i valori nelle caselle di testo corrispondenti al sistema di riferimento a cui appartengono e premi il pulsante 'Converti'.

Monte Mario / Gauss Boaga zona 1 EPSG:3003

Est: Nord:

ED50 / UTM Zone 32N EPSG:23032

Est: Nord:

ED50 EPSG:4230

Lon: Lat:

WGS84 EPSG:4326

Lon: Lat:

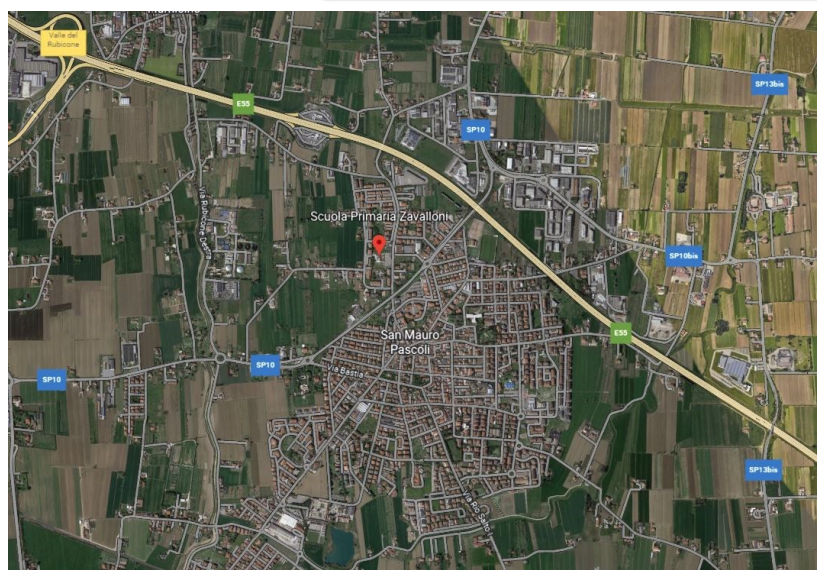
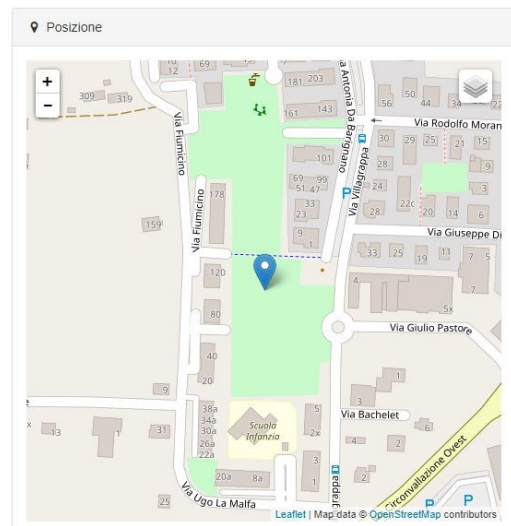


Figura 1 : Inquadramento dell'area di intervento nel contesto generale con Google Maps



Figura 2 : Inquadramento di dettaglio del sito allo stato di fatto con Google Maps

b) Descrizione generale della struttura

b.1) Profilo architettonico

L'intervento in oggetto costituisce il secondo stralcio del progetto del nuovo polo scolastico richiesto dall'Amministrazione Comunale e comprende la realizzazione di un asilo nido e di una scuola dell'infanzia sul lotto in cui già sorge la scuola primaria "Zavalloni" realizzata nel 2017 nella prima fase del progetto edilizio, con accesso principale dal parcheggio posto sul fronte est e accesso pedonale secondario da via Fiumicino. Con il secondo stralcio si crea la possibilità di continuità all'esperienza scolastica dei bambini con l'offerta di gradualità all'attività didattica all'interno dei tre edifici risultanti da questa seconda fase realizzativa.

Il profilo architettonico dei nuovi fabbricati si articola in una sequenza di volumi interconnessi, corrispondenti alla funzione degli ambienti, con geometria in pianta variabile e sviluppo in altezza mono piano su più livelli.

Lo spazio dedicato all'asilo nido (US2) si sviluppa interamente al piano terra con una forma circa di semicirconferenza di raggio di circa 19 mt con superficie netta coperta di circa 741 mq con gli spazi organizzati intorno ad una piazza centrale da cui si sviluppano sulle direttrici radiali gli ambienti in cui trovano posto zona ingresso, uffici, due sezioni per divezzi e semidivezzi, atelier, servizi.

La porzione di fabbricato destinato a scuola dell'infanzia (US1), anch'esso interamente al piano terreno, ha una pianta pressoché rettangolare di lati 40 x 25 mt con una superficie netta coperta totale pari a circa 858 mq così suddivisa: ingresso, piazza, uffici, atelier, servizi e 3 sezioni in linea affacciate su uno spazio verde interno scoperto, su cui affaccia anche la piazza del Nido. Per la precisa definizione degli spazi e relative superfici di progetto dei diversi ambienti si rimanda alla relazione tecnica generale allegata.

Le scuole sono funzionalmente separate con accessi indipendenti ed un collegamento interno attraverso una zona filtro; come si vedrà è presente un giunto strutturale in elevazione che.

È presente su tre lati perimetrali un porticato di protezione per le facciate esterne delle sezioni e di parte degli spazi di servizio, ed una zona coperta più alta in corrispondenza dell'ingresso della scuola di infanzia che nasconde una zona di copertura su cui sono collocate delle macchine impiantistiche UTA.

Si riportano di seguito immagini per l'illustrazione dello schema distributivo-architettonico.

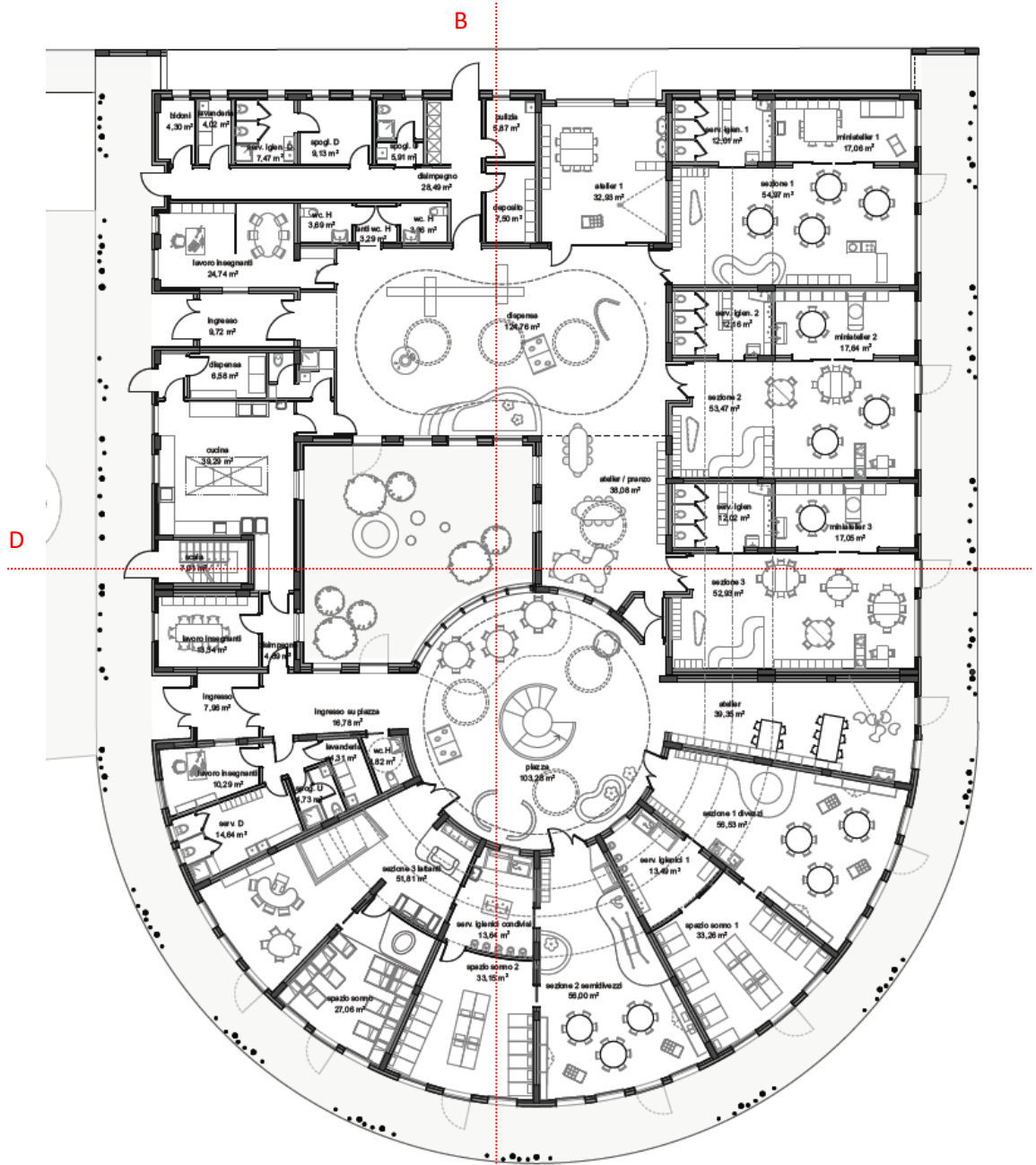


Figura 3 - Pianta asilo nido (in basso, fronte est) e scuola dell'infanzia (in alto, fronte ovest)



Figura 4 – Sezioni B-B e D-D



Figura 5 - Prospetti est, ovest, sud e nord

b.2) Profilo strutturale

Dal punto di vista strutturale, l'edificio è composto da una doppia struttura in elevazione (adeguatamente separata da un giunto sismico), prevalente in c.a., composta da pilastri che sostengono impalcati piani di copertura su diversi livelli. In particolare, una parte degli impalcati sono piastre in c.a. ad armatura incrociata e funzionamento bidirezionale, parzialmente alleggerite con elementi in polistirolo, mentre le restanti porzioni di impalcato sono composte da solai monodirezionali in sezione mista legno e calcestruzzo, in appoggio su travi in c.a. .

I solai piani prevedono l'impiego di lastre tralicciate tipo predalles di larghezza modulare 120/250 cm con pani di polistirolo di alleggerimento preincollati a formare un reticolo di travetti portanti nelle due direzioni ortogonali e con armatura, parte in confezione e parte da integrare in opera in intradosso ed estradosso, prima del getto di completamento del getto di travetti e soletta superiore, questa armatura anche con rete els di ripartizione. Gli elementi prefabbricati formano piani continui con funzione di cassero inferiore, che adeguamenti puntellati costituiscono piani di lavoro pedonabili e sicuri per gli operatori prima del getto, che poi diventano collaboranti strutturalmente a getto avvenuto.

I solai a struttura mista sono composti da travetti in legno lamellare con interassi costante (circa 66 cm), armati con traliccio metallico elettrosaldato in acciaio nervato preinserito meccanicamente a pressione, e protetto nei correnti inferiori con malta a stabilità volumetrica, su cui viene interposto un pannello di adeguata classe di reazione al fuoco con funzione di cassero e quindi posata l'armatura integrativa ed eseguito il getto di calcestruzzo di sp 6 cm a formare la soletta collaborante. I travetti sono connessi

medianti dispositivi metallici a travi ricalate in c.a. che formano telai spaziali connessi alla soletta della struttura piana.

Gli impalcati descritti si sviluppano su quattro diversi livelli di estradosso dei getti: 3.43, 4.05, 5.35 e 6.95 di cui quello a quota 4.05 corrisponde alla soletta in c.a. della copertura della zona del portico perimetrale che vede la presenza di pilastri in tubulari d'acciaio sul filo esterno, di cui portanti solo quelli a sezione maggiore ed indicati negli elaborati strutturali. La parte più alta sul fronte sud in corrispondenza dell'ingresso della scuola di infanzia nasconde la porzione di copertura su cui si prevedono posizionate le UTA a servizio di entrambe le scuole, coperte da una tettoia, struttura secondaria formata da un telaio spaziale metallico e pannelli sandwich impostati su una soletta di ripartizione dei carichi impiantistici a sua volta gravante sull'impalcato a piastra della struttura principale.

Tutte le strutture con esposizione verso l'interno degli ambienti dovranno avere adeguata resistenza al fuoco, di classe R45 per l'asilo nido (US2) e R30 per la scuola dell'infanzia (US1). Per le strutture separanti in corrispondenza del giunto strutturale dovrà essere prevista una classe maggiorata R60. Inoltre, per il solaio intermedio a sostegno del locale tecnico dovrà prevedersi una classe REI60.

In ragione della caratterizzazione geologica-geotecnica, effettuata sul sito oggetto di intervento, che ha evidenziato la presenza di un terreno con portanza intorno a 1,05 kg/cmq, privo di fenomeni di instabilità o liquefazione e di categoria C, si prevede una fondazione diretta del tipo a travi rovesce a formare un reticolo di travi che collegano nelle due direzioni ortogonali e in quella radiale i pilastri portanti della doppia struttura in elevazione.

In corrispondenza del giunto sismico non si è ritenuto necessario creare una discontinuità tra le fondazioni, poiché esse non partecipano in maniera significativa all'oscillazione sismica delle strutture in elevazione e quindi un collegamento tra le due strutture in fondazione non compromette il comportamento indipendente delle due diverse unità strutturali in caso di sisma. Tale soluzione, inoltre, garantisce che non si creino cedimenti differenziali in corrispondenza del giunto che rischierebbero di generare fenomeni di fessurazione nella pavimentazione e nelle tamponature fino ad interessare, per elevati valori, le strutture portanti. Nella modellazione, svolta singolarmente per le due unità strutturali, alla trave rovescia su cui insistono i pilastri di bordo di entrambe le unità strutturali, è stata assegnata una geometria prossima a quella effettiva, pur in assenza delle azioni della struttura attigua, in modo da avere una rigidità ed una pressione sul terreno che limitasse distorsioni o deformazioni come garantito dalla continuità della fondazione.

Il piano di imposta delle fondazioni è previsto alla quota di 24.40 m.s.l.m in modo da garantire il necessario approfondimento fino al substrato portante individuato con le indagini svolte a circa -100 cm dall'attuale piano di campagna che presenta un profilo leggermente pendente procedendo da sud a nord. Dovendo avere il piano finito alla stessa quota dell'edificio adiacente, sarà necessario alzarsi rispetto alla quota del piano campagna attuale, per cui è stato studiato un adeguato piano di scavi e riporti di terreno. Le quote e la stratigrafia del piano di base della nuova struttura sono definite in maniera più precisa nel paragrafo "indagini geologiche e considerazioni geotecniche" della presente relazione.

Si rimanda agli elaborati grafici architettonici e strutturali per una completa illustrazione di quanto esposto. Nel seguito si richiamano le immagini di piante, sezioni e prospetti della struttura per comprenderne la composizione architettonica e gli schemi strutturali principali.

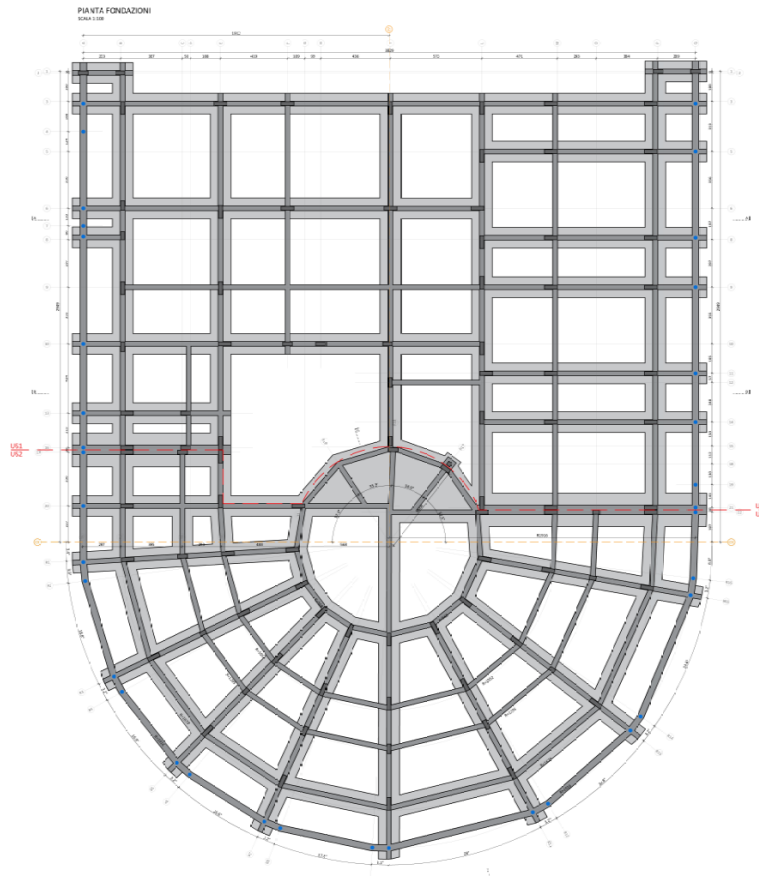


Figura 6 : Pianta delle fondazioni

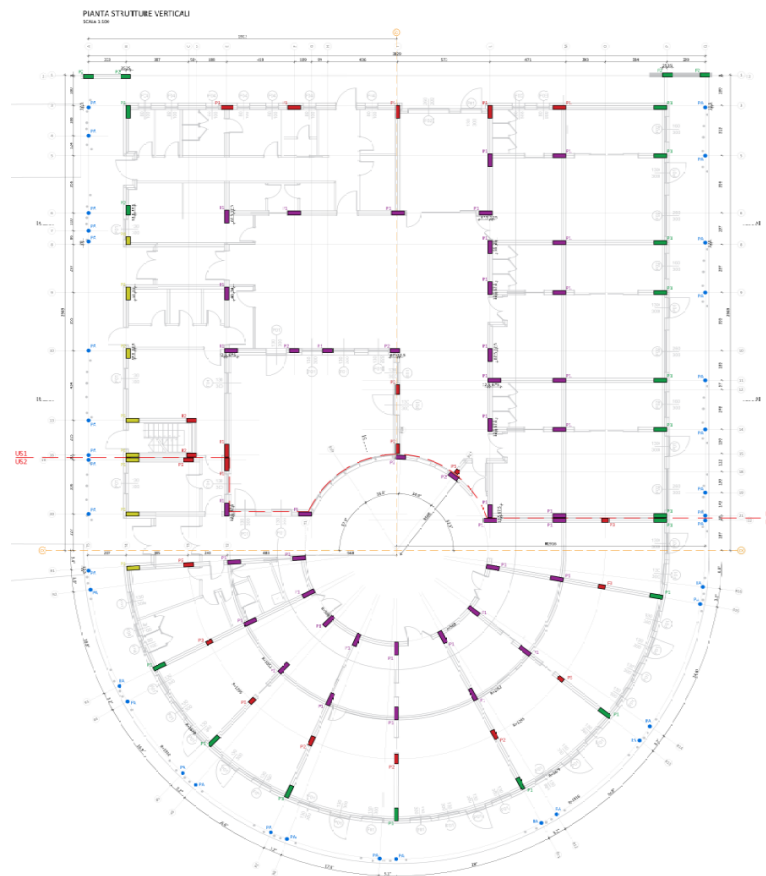


Figura 7 : Pianta dei pilastri

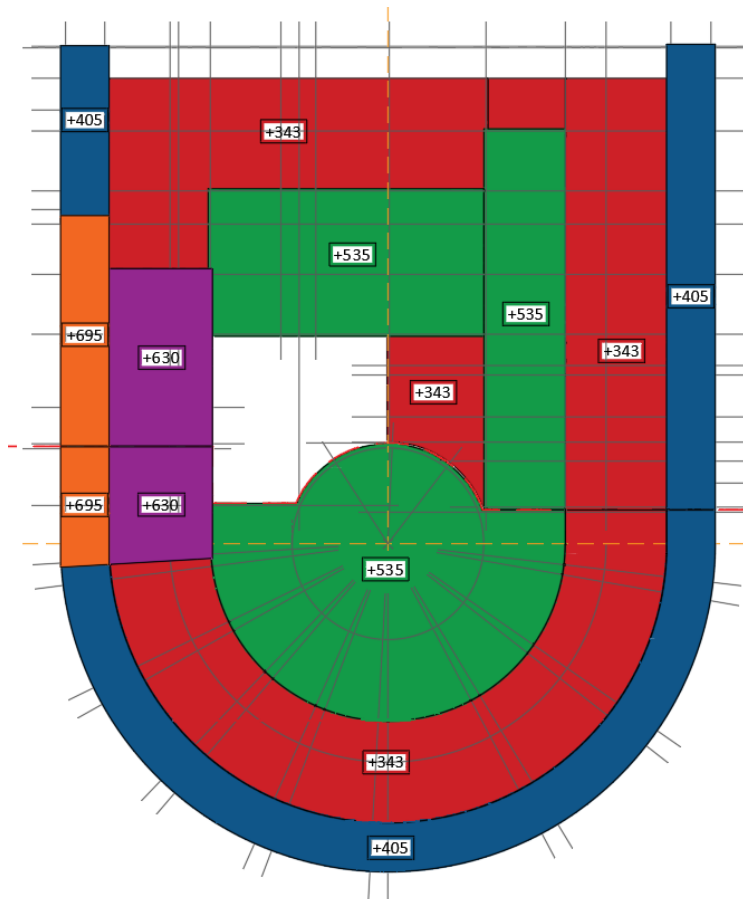


Figura 8 : Inquadratura in pianta dei diversi livelli di impalcato

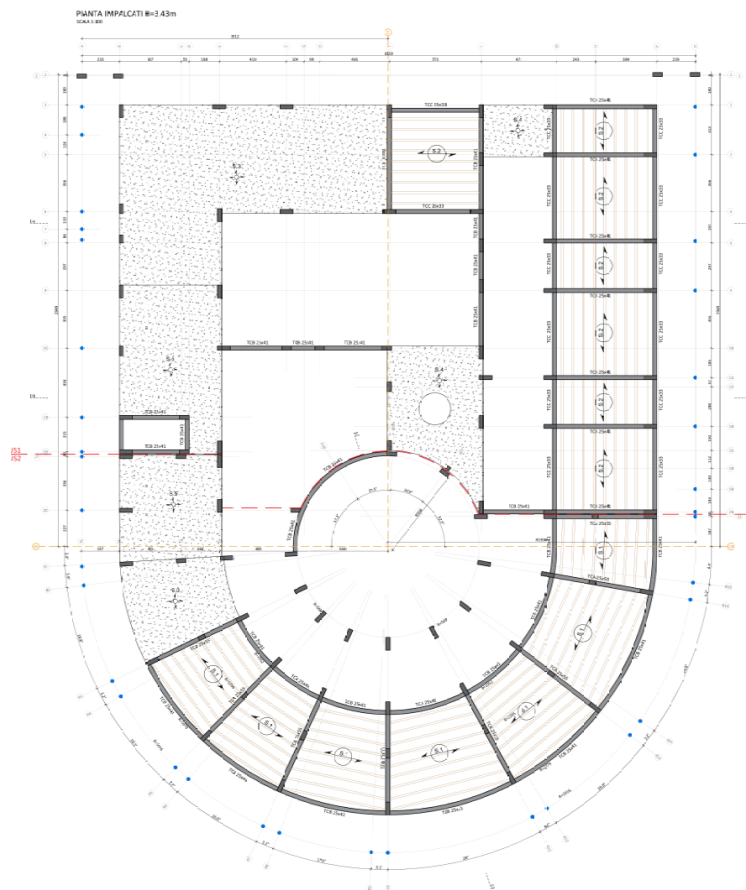


Figura 9 : Pianta del primo impalcato H343

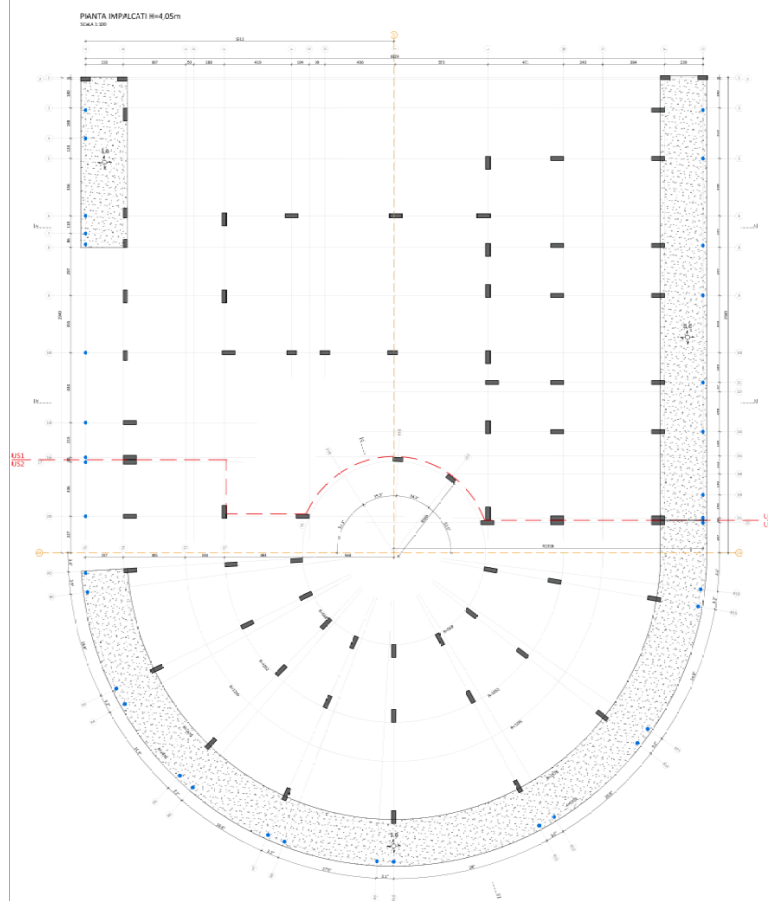


Figura 10 : Pianta del secondo impalcato H405

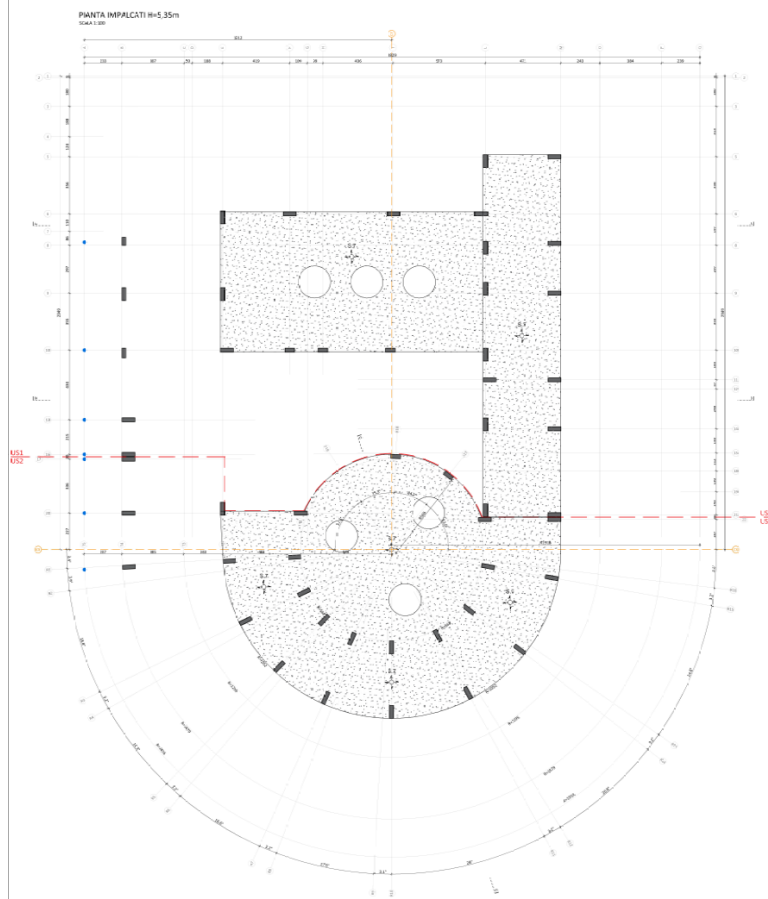


Figura 11 : Pianta del terzo impalcato H535

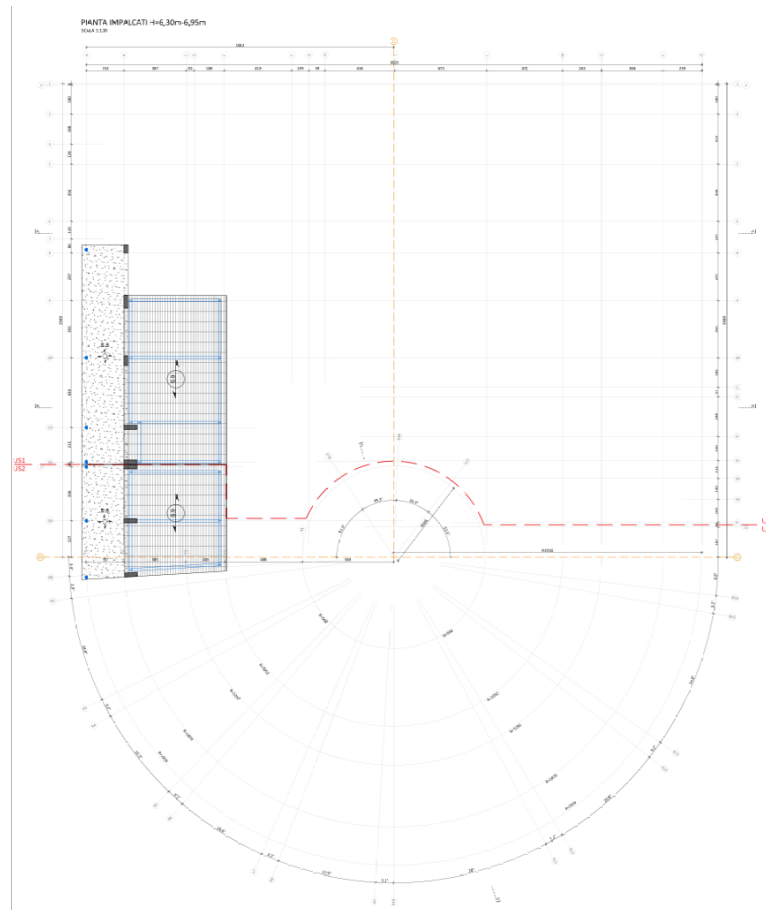


Figura 12 : Pianta del quarto e quinto impalcato H630-695

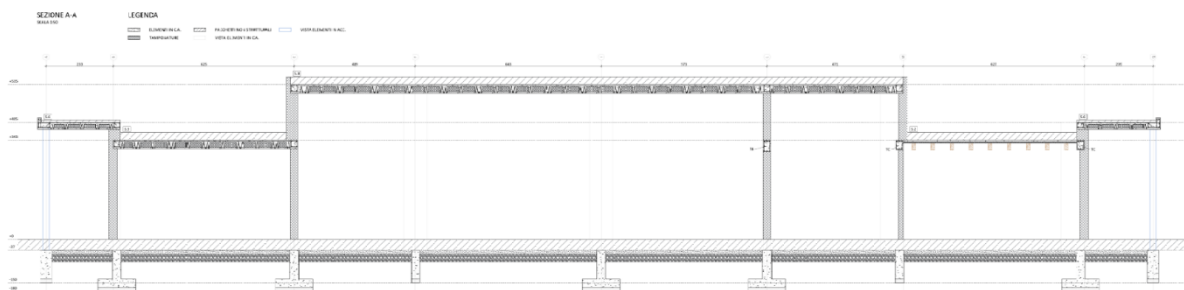


Figura 13 : Sezione strutturale A-A

c) Normativa Tecnica utilizzata

La verifica di sicurezza delle strutture di cui all'oggetto, sarà condotta in accordo alle seguenti disposizioni di Norma:

- [1] DM 17-01-2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”.
- [2] Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 - Istruzioni per l'applicazione dell' “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- [3] Legge n. 1086 del 5 novembre 1971 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- [4] UNI EN 1992-1-1:2015 “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.

d) Carichi e parametri allo stato di fatto e di progetto

d.1 Azioni verticali

Si riporta nel seguito l'analisi dei carichi svolta per la struttura in esame

Le tabelle riportano i valori caratteristici dei pesi applicati o comunque associati alle diverse parti strutturali che compongono l'insieme, unitamente ad una breve descrizione sintetica e ad una rappresentazione grafica esplicativa.

Nel modello di calcolo a favore di sicurezza il carico da neve è stato assegnato anche alla parte priva di copertura per considerare l'ipotesi che si possa formare un accumulo di neve anche sull'eventuale telo microforato e/o vegetazione rampicante per ombreggiamento.

d.1.1 Solai e orizzontamenti

Solaio S0								
Ubicazione								
Base								
Caratteristiche strutturali								
Tipologia costruttiva		Soletta in c.a.						
Orditura		Bidirezionale						
Capacità di redistribuzione		Rigido						
Giacitura		Piana						
Caratteristiche geometriche								
Strutturale		-		H		77 [cm]		
				i		-		
Categoria	Id.	h. [cm]	p.		Descrizione	G _{k1} [kg/m ²]	G _{k2} [kg/m ²]	Q _k [kg/m ²]
Perm. Str.	8	25	2000	[kg/m ³]	Stabilizzante ghiaia	500		
	7	15	2500	[kg/m ³]	Soletta in c.a.	375		
Perm. Non Str.	9	-	-	[kg/m ³]	Foglio in polietilene			
	6	-	-	[kg/m ³]	Barriera al vapore			
	5	18	800	[kg/m ³]	Caldana alleggerita		144	
	4	10	50	[kg/m ³]	Isolante polistirene estruso ad alta densità		5	
	3	4	50	[kg/m ³]	Pannelli radianti a pavimento		2	
	2	4	2000	[kg/m ³]	Caldana per posa pavimento		80	
	1	1	2000	[kg/m ³]	Pavimentazione		20	
			-	-	Incidenza Tramezze		120	
Accidentale					Categoria C1 – Scuole			300
Totale [kg/m²]						875	371	300

Solaio S.1

Ubicazione

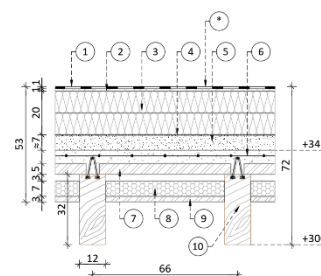
Copertura H3,00m

Caratteristiche strutturali

Tipologia costruttiva	Misto legno-clc
Orditura	Unidirezionale
Capacità di redistribuzione	Rigido
Giacitura	Piana

Caratteristiche geometriche

Strutturale	32+11	H	72 [cm]
		i	66 [cm]



Categoria	Id.	h. [cm]	p.	Descrizione	G _{k1} [kg/m ²]	G _{k2} [kg/m ²]	Q _k [kg/m ²]
Perm. Str.	8	32	450	[kg/m ³] Travetti 12x32 - i≈66cm	30		
	6	6+5	2500	[kg/m ³] Soletta in c.a. con nervature i≈66cm	165		
Perm. Non Str.	7	2,5	-	[kg/m ³] Controsoffitto Celenit		15	
	8	7	80	[kg/m ³] Isolante lana di roccia		5	
	7	5	-	[kg/m ³] Pannello Celenit		30	
	5	7	2000	[kg/m ³] Massetto delle pendenze		140	
	4	-	-	[kg/m ³] Barriera al vapore		0	
	3	20	80	[kg/m ³] Isolante lana di roccia		20	
	2	1	-	[kg/m ³] Pannello di aquapanel		10	
	1	-	-	[kg/m ³] Guaina		10	
	(*)	-		Incidenza Fotovoltaico zavorrato		50	
Accidentale				Neve + Accumulo			245
Totale [kg/m²]					195	280	245

Solaio S.2

Ubicazione

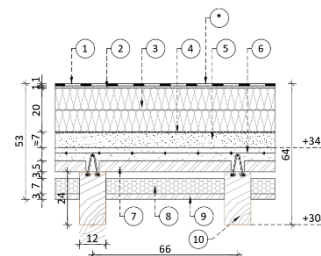
Copertura H3,00m

Caratteristiche strutturali

Tipologia costruttiva	Misto legno-clc
Orditura	Unidirezionale
Capacità di redistribuzione	Rigido
Giacitura	Piana

Caratteristiche geometriche

Strutturale	24+11	H	64 [cm]
		i	66 [cm]



Categoria	Id.	h. [cm]	p.	Descrizione	G _{k1} [kg/m ²]	G _{k2} [kg/m ²]	Q _k [kg/m ²]
Perm. Str.	8	45	450	[kg/m ³] Travetti 12x24 - i≈66cm	20		
	6	6+5	2500	[kg/m ³] Soletta in c.a. con nervature i≈66cm	165		
Perm. Non Str.	7	2,5	-	[kg/m ³] Controsoffitto Celenit		15	
	8	7	80	[kg/m ³] Isolante lana di roccia		5	
	7	5	-	[kg/m ³] Pannello Celenit		30	
	5	7	2000	[kg/m ³] Massetto delle pendenze		140	
	4	-	-	[kg/m ³] Barriera al vapore		0	
	3	20	80	[kg/m ³] Isolante lana di roccia		20	
	2	1	-	[kg/m ³] Pannello di aquapanel		10	
	1	-	-	[kg/m ³] Guaina		10	
	(*)	-		Incidenza Fotovoltaico zavorrato		50	
Accidentale				Neve + Accumulo			245
Totale [kg/m²]					185	280	245

Solaio S.3

Ubicazione

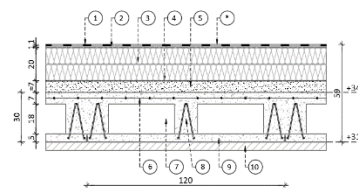
Copertura H3,00m

Caratteristiche strutturali

Tipologia costruttiva	Predalles bidirezionale
Orditura	Bidirezionale
Capacità di redistribuzione	Rigido
Giacitura	Piana

Caratteristiche geometriche

Strutturale	5+18+7	H	59 [cm]
		i	120 [cm]



Categoria	Id.	h. [cm]	p.	Descrizione	G _{k1} [kg/m ²]	G _{k2} [kg/m ²]	Q _k [kg/m ²]
Perm. Str.	9	5	2500 [kg/m ³]	Soletta in c.a. inferiore	125		
	7-8	18	- [kg/m ³]	Travetti e blocchi di alleggerimento	250		
	6	7	2500 [kg/m ³]	Soletta in c.a. superiore	175		
Perm. Non Str.	10	?	- [kg/m ³]	Controsoffitto cartongesso		15	
	5	7	2000 [kg/m ³]	Massetto delle pendenze		140	
	4	-	- [kg/m ³]	Barriera al vapore		0	
	3	20	80 [kg/m ³]	Isolante lana di roccia		20	
	2	1	- [kg/m ³]	Pannello di aquapanel		10	
	1	-	- [kg/m ³]	Guaina		10	
	(*)	-		Incidenza Fotovoltaico zavorrato		50	
Accidentale				Neve + Accumulo			245
Totale [kg/m²]					550	245	245

Solaio S.4

Ubicazione

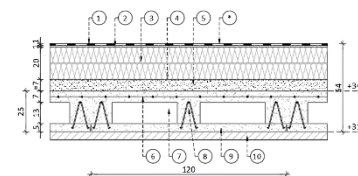
Copertura H3,00m

Caratteristiche strutturali

Tipologia costruttiva	Predalles bidirezionale
Orditura	Bidirezionale
Capacità di redistribuzione	Rigido
Giacitura	Piana

Caratteristiche geometriche

Strutturale	5+13+7	H	54 [cm]
		i	120 [cm]



Categoria	Id.	h. [cm]	p.	Descrizione	G _{k1} [kg/m ²]	G _{k2} [kg/m ²]	Q _k [kg/m ²]
Perm. Str.	9	5	2500 [kg/m ³]	Soletta in c.a. inferiore	125		
	7-8	13	- [kg/m ³]	Travetti e blocchi di alleggerimento	180		
	6	7	2500 [kg/m ³]	Soletta in c.a. superiore	175		
Perm. Non Str.	10	?	- [kg/m ³]	Controsoffitto cartongesso		15	
	5	7	2000 [kg/m ³]	Massetto delle pendenze		140	
	4	-	- [kg/m ³]	Barriera al vapore		0	
	3	20	80 [kg/m ³]	Isolante lana di roccia		20	
	2	1	- [kg/m ³]	Pannello di aquapanel		10	
	1	-	- [kg/m ³]	Guaina		10	
	(*)	-		Incidenza Fotovoltaico zavorrato		50	
Accidentale				Neve + Accumulo			245
Totale [kg/m²]					480	245	245

Solaio S.5

Ubicazione

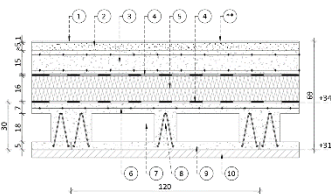
Primo impalcato locale tecnico

Caratteristiche strutturali

Tipologia costruttiva	Predalles bidirezionale
Orditura	Bidirezionale
Capacità di redistribuzione	Rigido
Giacitura	Piana

Caratteristiche geometriche

Strutturale	5+18+7	H	68 [cm]
		i	120 [cm]



Categoria	Id.	h. [cm]	p.	Descrizione	G _{k1} [kg/m ²]	G _{k2} [kg/m ²]	Q _k [kg/m ²]
Perm. Str.	9	5	2500 [kg/m ³]	Soletta in c.a. inferiore	125		
	7-8	18	- [kg/m ³]	Travetti e blocchi di alleggerimento	250		
	6	7	2500 [kg/m ³]	Soletta in c.a. superiore	175		
Perm. Non Str.	10	?	- [kg/m ³]	Controsoffitto cartongesso		15	
	5	16	80 [kg/m ³]	Isolante lana di roccia		15	
	4	-	- [kg/m ³]	Barriera al vapore		0	
	3	15	2500 [kg/m ³]	Soletta in c.a. di base per impianti		375	
	2	4	2000 [kg/m ³]	Massetto delle pendenze		80	
	1	1	2000 [kg/m ³]	Pavimentazione		20	
Accidentale	(**)			Cat. E2 - Impianti (Carico Macchinari)			200
Totale [kg/m²]					550	505	200

Solaio S.6

Ubicazione

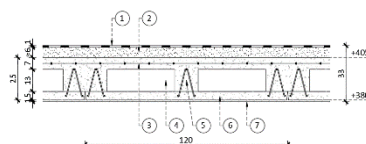
Porticato perimetrale

Caratteristiche strutturali

Tipologia costruttiva	Predalles bidirezionale
Orditura	Bidirezionale
Capacità di redistribuzione	Rigido
Giacitura	Piana

Caratteristiche geometriche

Strutturale	5+13+7	H	33 [cm]
		i	120 [cm]



Categoria	Id.	h. [cm]	p.	Descrizione	G _{k1} [kg/m ²]	G _{k2} [kg/m ²]	Q _k [kg/m ²]
Perm. Str.	6	5	2500 [kg/m ³]	Soletta in c.a. inferiore	125		
	4-5	13	- [kg/m ³]	Travetti e blocchi di alleggerimento	180		
	3	7	2500 [kg/m ³]	Soletta in c.a. superiore	175		
Perm. Non Str.	7	?	- [kg/m ³]	Finitura		20	
	2	6	2000 [kg/m ³]	Massetto delle pendenze		120	
	1	-	- [kg/m ³]	Guaina		10	
	(*)	-		Incidenza Fotovoltaico zavorrato		50	
Accidentale				Neve + Accumulo			165
Totale [kg/m²]					480	200	165

Solaio S.7

Ubicazione

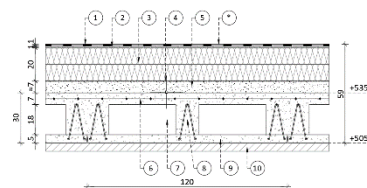
Copertura H5,00m

Caratteristiche strutturali

Tipologia costruttiva	Predalles bidirezionale
Orditura	Bidirezionale
Capacità di redistribuzione	Rigido
Giacitura	Piana

Caratteristiche geometriche

Strutturale	5+18+7	H	59	[cm]
		i	120	[cm]



Categoria	Id.	h. [cm]	p.	Descrizione	G _{k1} [kg/m ²]	G _{k2} [kg/m ²]	Q _k [kg/m ²]
Perm. Str.	9	5	2500	[kg/m ³] Soletta in c.a. inferiore	125		
	7-8	18	-	[kg/m ³] Travetti e blocchi di alleggerimento	250		
	6	7	2500	[kg/m ³] Soletta in c.a. superiore	175		
Perm. Non Str.	10	?	-	[kg/m ³] Controsoffitto cartongesso		15	
	5	7	2000	[kg/m ³] Massetto delle pendenze		140	
	4	-	-	[kg/m ³] Barriera al vapore		0	
	3	20	80	[kg/m ³] Isolante lana di roccia		20	
	2	1	-	[kg/m ³] Pannello di aquapanel		10	
	1	-	-	[kg/m ³] Guaina		10	
	(*)	-	-	Incidenza Fotovoltaico zavorrato		50	
Accidentale				Neve + Accumulo			120
Totale [kg/m²]					550	245	120

Solaio S.8

Ubicazione

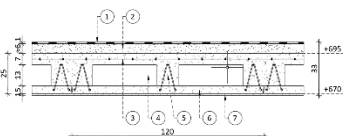
Portale d'ingresso

Caratteristiche strutturali

Tipologia costruttiva	Predalles bidirezionale
Orditura	Bidirezionale
Capacità di redistribuzione	Rigido
Giacitura	Piana

Caratteristiche geometriche

Strutturale	5+13+7	H	33	[cm]
		i	120	[cm]



Categoria	Id.	h. [cm]	p.	Descrizione	G _{k1} [kg/m ²]	G _{k2} [kg/m ²]	Q _k [kg/m ²]
Perm. Str.	6	5	2500	[kg/m ³] Soletta in c.a. inferiore	125		
	4-5	13	-	[kg/m ³] Travetti e blocchi di alleggerimento	180		
	3	7	2500	[kg/m ³] Soletta in c.a. superiore	175		
Perm. Non Str.	7	?	-	[kg/m ³] Finitura		20	
	2	6	2000	[kg/m ³] Massetto delle pendenze		120	
	1	-	-	[kg/m ³] Guaina		10	
	(*)	-	-	Incidenza Fotovoltaico zavorrato		50	
Accidentale				Neve			120
Totale [kg/m²]					480	200	120

Solaio S.9

Ubicazione

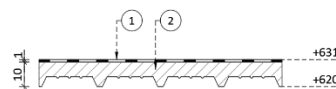
Copertura locale impianti

Caratteristiche strutturali

Tipologia costruttiva	Pannelli sandwich
Orditura	Unidirezionale
Capacità di redistribuzione	Non Rigido
Giacitura	Piana

Caratteristiche geometriche

Strutturale	10	H	11	[cm]
		i	-	[cm]



Categoria	Id.	h. [cm]	p.	Descrizione	G_{k1} [kg/m ²]	G_{k2} [kg/m ²]	Q_k [kg/m ²]
Perm. Str.	2	10	-	[kg/m ³] Pannello Sandwich	30		
Perm. Non Str.	1	-	-	[kg/m ³] Guaina		10	
				Varie		30	
Accidentale				Neve			130
Totale [kg/m²]					30	40	130

d.1.2 Peso delle pareti di tamponamento

Tamponatura MUR 01

Ubicazione

Pareti perimetrali con pilastri

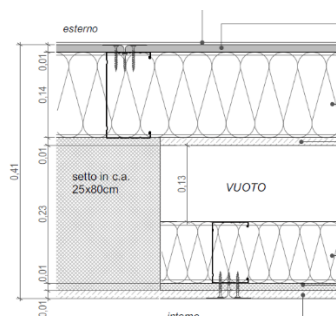
Caratteristiche

Tipologia costruttiva Cartongesso

Caratteristiche geometriche

Spessore lastre 5 [cm] Spessore tot 41 [cm]

Id.	h. [cm]	p.	Descrizione	G_k [kg/m ²]
1	1	2000	[kg/m ³] Finitura	20
2	1,25	1280	[kg/m ³] Lastra Aquapanel outdoor	16
3	14	80	[kg/m ³] Pannello lana di roccia	11
4	1,25	1200	[kg/m ³] Cartongesso	15
5	13	0	[kg/m ³] Intercapedine	0
6	10	80	[kg/m ³] Pannello lana di roccia	8
7	1,25	1200	[kg/m ³] Fibrongesso	15
8	1,25	1200	[kg/m ³] Cartongesso	15
Totale [kg/m²]				100



Tamponatura MUR 02

Ubicazione

Pareti perimetrali senza pilastri

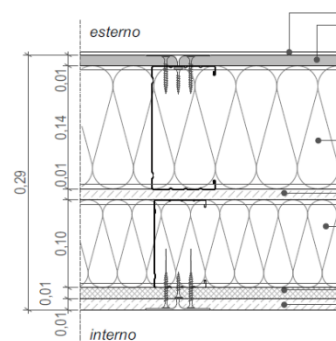
Caratteristiche

Tipologia costruttiva Cartongesso

Caratteristiche geometriche

Spessore lastre 5 [cm] Spessore tot 29 [cm]

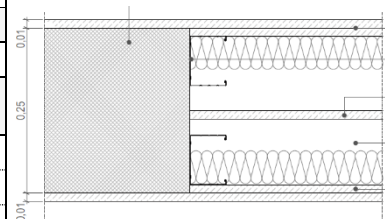
Id.	h. [cm]	p.	Descrizione	G_k [kg/m ²]
1	1	2000	[kg/m ³] Finitura	20
2	1,25	1280	[kg/m ³] Lastra Aquapanel outdoor	16
3	14	80	[kg/m ³] Pannello lana di roccia	11
4	1,25	1200	[kg/m ³] Cartongesso	15



5	10	80	[kg/m ³]	Pannello lana di roccia	8
6	1,25	1200	[kg/m ³]	Fibrongesso	15
7	1,25	1200	[kg/m ³]	Cartongesso	15
Totale [kg/m²]					100

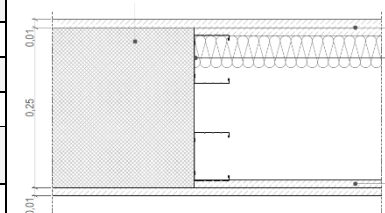
Tamponatura MUR 03

Ubicazione					
Pareti tra aule interne					
Caratteristiche					
Tipologia costruttiva				Cartongesso	
Caratteristiche geometriche					
Spessore lastre		6,25	[cm]	Spessore tot 27 [cm]	
Id.	h. [cm]	p.		Descrizione	G _k [kg/m ²]
1	2,5	1200	[kg/m ³]	Doppia lastra Cartongesso	30
2	5	80	[kg/m ³]	Pannello lana di roccia	4
3	6	0	[kg/m ³]	Intercapedine	0
4	1,25	1200	[kg/m ³]	Cartongesso	15
5	6	0	[kg/m ³]	Intercapedine	0
6	5	80	[kg/m ³]	Pannello lana di roccia	4
7	2,5	1200	[kg/m ³]	Doppia lastra Cartongesso	30
Totale [kg/m²]					83



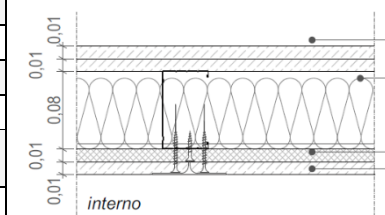
Tamponatura MUR 04

Ubicazione					
Pareti interne					
Caratteristiche					
Tipologia costruttiva				Cartongesso	
Caratteristiche geometriche					
Spessore lastre		5	[cm]	Spessore tot 27 [cm]	
Id.	h. [cm]	p.		Descrizione	G _k [kg/m ²]
1	2,5	1200	[kg/m ³]	Doppia lastra Cartongesso	30
2	5	80	[kg/m ³]	Pannello lana di roccia	4
3	17	0	[kg/m ³]	Intercapedine	0
4	2,5	1200	[kg/m ³]	Doppia lastra Cartongesso	30
Totale [kg/m²]					64



Tamponatura MUR 05

Ubicazione					
Pareti tra servizi					
Caratteristiche					
Tipologia costruttiva				Cartongesso	
Caratteristiche geometriche					
Spessore lastre		5	[cm]	Spessore tot 15 [cm]	
Id.	h. [cm]	p.		Descrizione	G _k [kg/m ²]
1	2,5	1200	[kg/m ³]	Doppia lastra Cartongesso	30
2	10	80	[kg/m ³]	Pannello lana di roccia	8
3	1,25	1200	[kg/m ³]	Fibrongesso	15
4	1,25	1200	[kg/m ³]	Cartongesso	15
Totale [kg/m²]					68



d.1.3 Peso elementi portanti

Per gli elementi strutturali in calcestruzzo si considera il peso proprio: $PP_{cls} = 2500 \text{ kg/m}^3$

Per gli elementi strutturali in acciaio si considera il peso proprio: $PP_{acc} = 7850 \text{ kg/m}^3$

d.1.4 Carico della neve

Viene valutata l'entità del carico da neve in linea con quanto richiesto dal cap. 3.4. della normativa [1].

Questo è calcolato mediante la definizione di alcuni parametri di seguito esplicitati. Viene svolto un calcolo separato per i diversi solai di copertura in funzione delle geometrie e delle altezze, poiché si presenta la possibilità di accumulo della neve spiovente dalle coperture superiori su quelle inferiori.

Copertura S.7/S.8 (senza ACCUMULO)			
Tipologia	Copertura piana		
Angolo di inclinazione	0°		
Altitudine del sito	a_s	17	m
Zona	Forlì-Cesena	Zona I	Mediterranea
Carico di riferimento al suolo	q_{SK}	150	kg/m ²
Coefficiente di forma	μ	0,8	
Coefficiente di esposizione	C_E	1	
Coefficiente termico	C_T	1	
Carico della neve	q_p	120	kg/m ²

Copertura S.9 (ACCUMULO da S.8)			
Tipologia	Copertura piana		
Angolo di inclinazione	0°		
Altitudine del sito	a_s	17	m
Zona	Forlì-Cesena	Zona I	Mediterranea
Carico di riferimento al suolo	q_{SK}	150	kg/m ²
Coefficiente di forma (accumulo medio su larghezza del solaio)	μ	0,87	
Coefficiente di esposizione	C_E	1	
Coefficiente termico	C_T	1	
Carico della neve	q_p	130	kg/m ²

Copertura S.6 (ACCUMULO da S.8)	
Tipologia	Copertura piana
Angolo di inclinazione	0°

Altitudine del sito	a_s	17	m
Zona	Forlì-Cesena	Zona I	Mediterranea
Carico di riferimento al suolo	q_{SK}	150	kg/m ²
Coefficiente di forma (accumulo medio su larghezza del solaio)	μ	1,1	
Coefficiente di esposizione	C_E	1	
Coefficiente termico	C_T	1	

Carico della neve	q_p	165	kg/m ²
-------------------	-------	-----	-------------------

Copertura S.1/S.2/S.3/S.4 (ACCUMULO da S.7)

Tipologia	Copertura piana
Angolo di inclinazione	0°

Altitudine del sito	a_s	17	m
Zona	Forlì-Cesena	Zona I	Mediterranea
Carico di riferimento al suolo	q_{SK}	150	kg/m ²
Coefficiente di forma (accumulo medio su larghezza del solaio)	μ	1,63	
Coefficiente di esposizione	C_E	1	
Coefficiente termico	C_T	1	

Carico della neve	q_p	245	kg/m ²
-------------------	-------	-----	-------------------

d.2 Azioni orizzontali

d.2.1 Azione sismica

Si assegnano i dati di riferimento del sito di costruzione e quelli relativi alla tipologia dell'edificio e si ricavano i parametri di calcolo associati agli stati limite considerati e necessari alla generazione degli spettri di risposta, come di seguito rappresentato.

<u>Vita nominale</u>	$V_N = 50$ anni	<u>Categoria del sottosuolo</u>	C
<u>Classe d'uso</u>	III	<u>Categoria Topografica</u>	T1
<u>Coefficiente d'uso</u>	$C_U = 1.5$	<u>Zona sismica del sito</u>	2
<u>Periodo di Riferimento</u>	$V_R = C_U \cdot V_N = 75$ anni	<u>Coordinate del sito (ED50)</u>	Lat. - 44.111982 Lng. - 12.413348

Le schermate di seguito proposte sono tratte dal programma Spettri – NTC versione 1.0.3 implementato dal Consiglio Superiore per i lavori pubblici.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento

Nodi del reticolo intorno al sito

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

media ponderata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 14 : Parametri assegnati per la generazione degli spettri – parte I

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

--- Strategia per costruzioni ordinarie

--- Strategia scelta

Strategia di progettazione

Stato Limite	Strategia per costruzioni ordinarie (TR [anni])	Strategia scelta (TR [anni])
SLO	45	45
SLD	75	75
SLV	712	712
SLC	1462	1462

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 15 : Parametri assegnati per la generazione degli spettri – parte II

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato SLV info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo C info $S_S =$ 1,376 $C_C =$ 1,552 info
 Categoria topografica T1 info $h/H =$ 0,000 $S_T =$ 1,000 info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta =$ 1,000 info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 1 Regol. in altezza si info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q 1 $\eta =$ 1,000 info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta ▶▶▶
 Parametri e punti spettri di risposta ▶▶▶

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Spettri di risposta

INTRO
 FASE 1
 FASE 2
 FASE 3

Figura 16 : Parametri assegnati per la generazione degli spettri – parte III

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

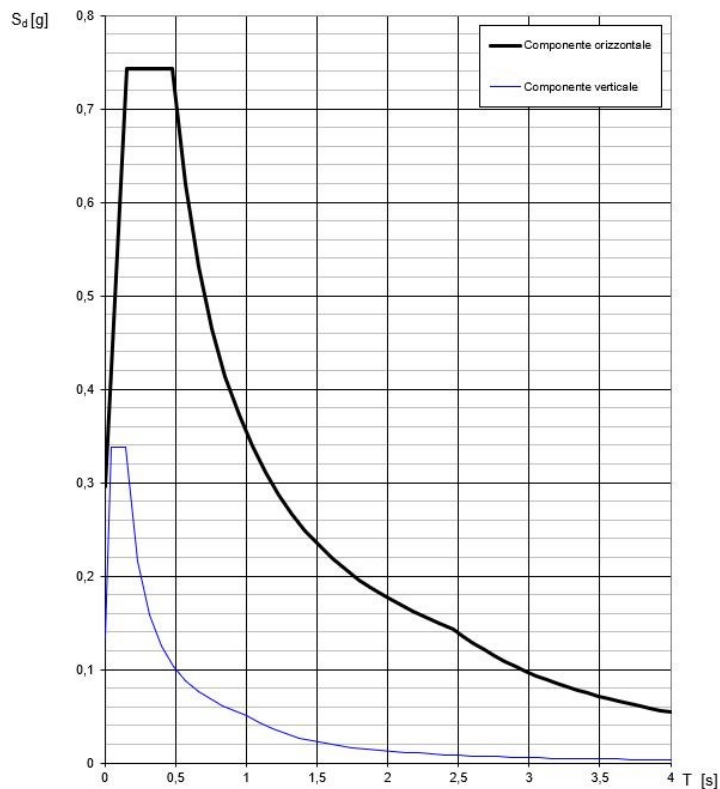


Figura 17 : Spettro elastico delle accelerazioni allo stato limite SLV

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,215 g
F_o	2,509
T_c	0,306 s
S_s	1,376
C_c	1,552
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,376
η	1,000
T_B	0,158 s
T_C	0,475 s
T_D	2,461 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,296
$T_B \leftarrow$	0,158	0,743
$T_C \leftarrow$	0,475	0,743
	0,569	0,620
	0,664	0,531
	0,759	0,465
	0,853	0,414
	0,948	0,372
	1,042	0,339
	1,137	0,310
	1,231	0,287
	1,326	0,266
	1,421	0,248
	1,515	0,233
	1,610	0,219
	1,704	0,207
	1,799	0,196
	1,893	0,186
	1,988	0,177
	2,083	0,169
	2,177	0,162
	2,272	0,155
	2,366	0,149
$T_D \leftarrow$	2,461	0,143
	2,534	0,135
	2,607	0,128
	2,681	0,121
	2,754	0,114
	2,827	0,109
	2,901	0,103
	2,974	0,098
	3,047	0,094
	3,121	0,089
	3,194	0,085
	3,267	0,081
	3,340	0,078
	3,414	0,075
	3,487	0,071
	3,560	0,068
	3,634	0,066
	3,707	0,063
	3,780	0,061
	3,853	0,058
	3,927	0,056
	4,000	0,054

Figura 18 : Parametri dello spettro elastico SLV

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

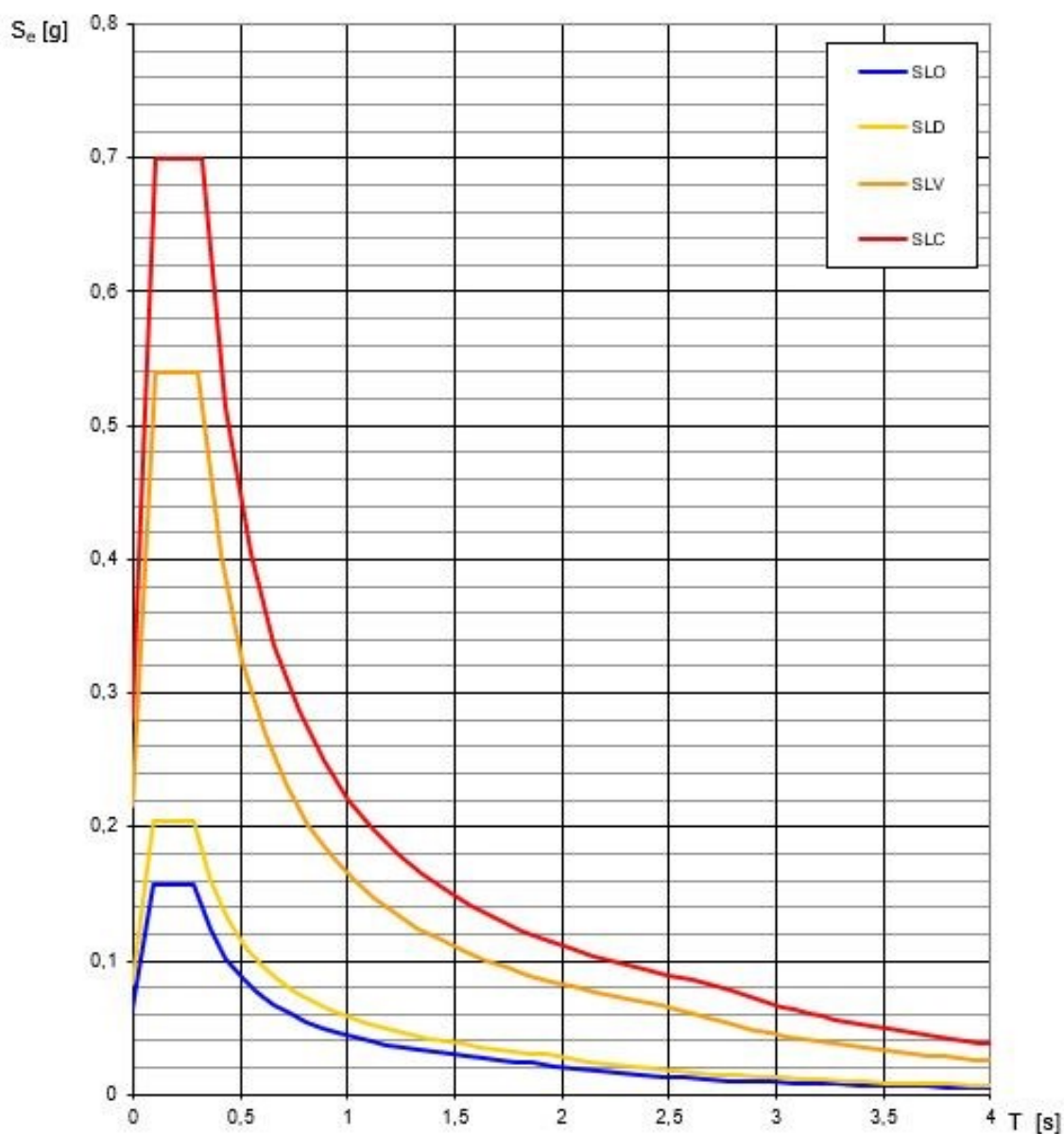


Figura 19 : Spettri di risposta elastici per i vari stati limite

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0,064	2,444	0,280
SLD	75	0,082	2,489	0,283
SLV	712	0,215	2,509	0,306
SLC	1462	0,281	2,492	0,317

Figura 20 : Parametri a_g , F_o , T_c^* su T_R associati ai vari stati limite

d.2.2 Azione del vento

L'azione del vento è computata con riferimento al paragrafo 3.3 della [1].

Secondo quanto definito nella tabella 3.3.1 “Valori dei parametri v_{b0} , a_0 , k_a ”, l’opera in oggetto ricade nella **Zona 2 (Emilia Romagna) con altitudine 17 mt (< 500 mt) e distanza dalla costa < 10 km**, da cui:

$$v_{b0} = 25 \text{ [m/s];} \quad a_0 = 750 \text{ [m];} \quad k_s = 0,45 \text{ [-]}$$

Inoltre, vengono definite:

CLASSE DI RUGOSITA' = B – Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive. (Tabella 3.3.III [1]);

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

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

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

da cui:

CATEGORIA DI ESPOSIZIONE = III

Si definiscono (Tabella 3.3.II [1]):

$$k_r = 0,20$$

$$z_0 = 0,10 \text{ m}$$

$$z_{min} = 5 \text{ m}$$

Il diagramma mostra una sezione trasversale del terreno con la costa e il mare. Le zone sono definite in base alla distanza dalla costa: Zona 1 (entro 2 km), Zona 2 (tra 2 km e 10 km), Zona 3 (tra 10 km e 30 km), Zona 4 (tra 30 km e 500 m di altitudine) e Zona 5 (oltre 500 m di altitudine). La tabella sottostante indica la categoria di esposizione assegnata a ciascuna classe di rugosità (A, B, C, D) in ciascuna zona.

	ZONE 1,2,3,4,5					
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	III	III	IV	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5
** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Date le grandezze:

$$c_a = 1 \text{ in quanto } a_s < a_0 \text{ (17 < 750 m.s.l.m)}$$

coefficiente di altitudine

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a = 25 \text{ m/s}$$

velocità base di riferimento

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

pressione del vento

dove:

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 = 390,6 \text{ N/m}^2 \quad \textit{pressione cinetica di riferimento}$$

$$v_r = v_b \cdot c_r = 25 \text{ m/s} \quad (c_r = 1) \quad \textit{velocità di riferimento}$$

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3 \quad \textit{densità dell'aria}$$

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min} \quad \textit{coefficiente di esposizione}$$

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

A seconda della tipologia di struttura, conformazione ed altezza si adottano i coefficienti $c_e(z)$, c_p e c_d previsti dalla norma in sede di calcolo esecutivo.

Sulla base dei risultati delle analisi eseguite e in considerazione dell'altezza e della tipologia di costruzione si può ritenere che tale azione produca effetti trascurabili rispetto a quelli prodotti dall'azione sismica.

e) Caratterizzazione dei materiali e dei prodotti per uso strutturale

I materiali utilizzati per le strutture in esame sono riepilogati nei paragrafi successivi.

Si rimanda comunque al successivo *Capitolo 3 - Relazioni sui materiali* per i valori di calcolo e per i requisiti di durabilità considerati.

Per il calcestruzzo vengono specificati i valori di copriferro e le prescrizioni sul materiale in funzione della classe di esposizione e della tipologia di elemento strutturale.

Per gli interventi strutturali si prevede e prescrive l'utilizzo dei seguenti nuovi materiali:

STRUTTURE IN C.A.

✓ Calcestruzzo

- STRUTTURE DI SOTTOFONDAZIONE

Classe C12/15
Classe di esposizione X0 secondo UNI EN 206

- STRUTTURE DI FONDAZIONE

Classe C25/30
Classe di esposizione XC2 secondo UNI EN 206
Classe di consistenza S4
Diametro max inerti 20 mm
Massimo rapporto a/c 0,6
Copriferro minimo 35 mm

- STRUTTURE DI ELEVAZIONE

Classe C28/35
Classe di esposizione XC1 secondo UNI EN 206
Classe di consistenza S4
Diametro max inerti 20 mm

Massimo rapporto a/c 0,6
Copriferro minimo 35 mm

- ✓ **Acciaio per armature**
 - B 450 C

STRUTTURE IN ACCIAIO

- ✓ **Acciaio da carpenteria**
 - S275 - EXC3
- ✓ **Bulloni e dadi meccanici**
 - Classe 8.8
- ✓ **Barre filettate tirafondi**
 - B 450 C

SOLAI MISTI LEGNO-CLS

- ✓ **Legno strutturale**
 - Gl24h
- ✓ **Calcestruzzo**

Classe C28/35
Classe di esposizione XC1 secondo UNI EN 206
Classe di consistenza S4
Diametro max inerti 20 mm
Massimo rapporto a/c 0,6
Copriferro minimo 30 mm

- ✓ **Acciaio per armature**
 - B 450 C

SOLAI PREDALLES BIDIREZIONALI

- ✓ **Calcestruzzo in opera e prefabbricato**

Classe C28/35
Classe di esposizione XC1 secondo UNI EN 206
Classe di consistenza S4
Diametro max inerti 20 mm
Massimo rapporto a/c 0,6
Copriferro minimo 30 mm

- ✓ **Acciaio per armature**
 - B 450 C

f) Criteri di progettazione e di modellazione

f.1 Parametri principali

Per il modello, ai fini dell'analisi sismica, sono stati assunti i seguenti criteri:

<u>Vita nominale</u>	50
<u>Classe d'Uso</u>	III
<u>Regolarità in pianta</u>	NO
<u>Regolarità in altezza</u>	NO
<u>Stati limite indagati</u> (vedi par. §i)	Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita (<u>SLV</u>) Stato Limite del Danno (<u>SLD</u>) Stato Limite Ultimo di Operatività (<u>SLO</u>)
<u>Classe di duttilità</u>	Non Dissipativa
<u>Tipologia struttura</u>	Struttura in calcestruzzo a telaio di un piano
<u>Fattore di struttura q</u>	q = 1,50 Spettro inelastico ²

² Nel caso di analisi sismiche lineari viene utilizzato lo spettro inelastico per tenere conto della capacità della struttura di dissipare energia grazie alla sua duttilità. La domanda sismica viene quindi calcolata riferendosi allo spettro di progetto ottenuto, per ogni stato limite, assumendo per il fattore di struttura q i limiti indicati nella tabella 7.3.I delle NTC '18.

Il limite superiore q_{lim} relativo allo SLV viene calcolato tramite la seguente espressione (7.3.1 delle NTC '18):

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R$$

con i valori dei fattori di base q_0 riportati nella Tab. 7.3.II, per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD, e K_R che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione.

f.2 Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche

La struttura dell'edificio è stata modellata suddivisa nelle due Unità Strutturali indipendenti in elevazione come descritto al paragrafo §b.2. Ognuna delle due parti è stata modellata in tutto il suo sviluppo in pianta ed altezza, partendo dal piano di posa delle fondazioni fino alla copertura. Il modello è stato realizzato per il calcolo delle strutture in c.a. e acciaio. Gli impalcati di interpiano (nel solo locale tecnico) e di copertura sono stati modellati, ma poi verificati separatamente.

Per effettuare le analisi e le verifiche si è utilizzato il software di calcolo automatico "Nolian", il quale consente di effettuare analisi elastiche lineari statiche e dinamiche, con ambiente apposito per la progettazione di strutture in c.a. ("EasyBeam" per elementi in c.a. e "EasySteel" per elementi in acciaio). Nel software è presente, inoltre, il pre-processor "inMod" su cui è possibile modellare la geometria, compresi gli allineamenti, assegnando a ogni elemento il materiale e i carichi corrispondenti.

La geometria del modello, la caratterizzazione degli elementi, le coordinate dei nodi, la descrizione dei materiali utilizzati e delle relative caratteristiche meccaniche e quant'altro necessario alla piena comprensione della struttura, sono riportati negli allegati contenenti le verifiche della struttura di cui si parlerà di seguito.

La modellazione ha riprodotto l'ossatura portante del telaio spaziale secondo la pianta dell'edificio, composto da pilastri e travi, compreso tutto il sistema di fondazioni superficiali di base, dove si è considerato un sistema di travi rovesce.

Per garantire che la modellazione suddivisa nelle due unità consentisse comunque uno studio accurato del sistema fondale (il quale è in realtà un unico graticcio di travi avente una trave di dimensioni doppie in corrispondenza del giunto, su cui insistono i pilastri di bordo di entrambe le Unità Strutturali) è stata

modellata una trave di bordo con dimensioni dimezzate in entrambi i modelli. In questa maniera la pressione agente sul terreno si può considerare realistica ai fini della verifica geotecnica, e alla stessa maniera si può valutare in maniera ragionevole la resistenza della fondazione. Per essere certi che tale elemento non possa rappresentare una criticità strutturale a causa di cedimenti differenziali si è verificato che tra i due modelli ci sia una congruenza nei cedimenti delle travi di bordo modellate, verifica che ha avuto successo.

Per gli elementi curvi sono state individuate delle linee spezzate equivalenti su cui si sono modellati gli elementi corrispondenti.

Si riportano di seguito alcune immagini del modello di calcolo, al fine di dare evidenza della geometria riprodotta e la mesh di calcolo utilizzata.

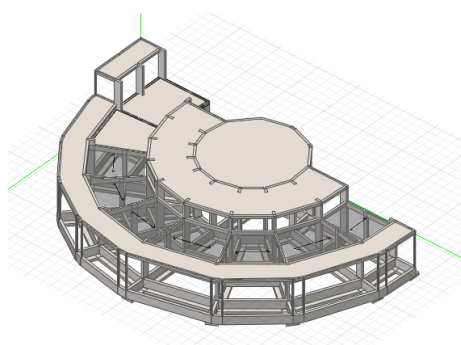


Figura 21 - Immagine del modello US2 in inMod

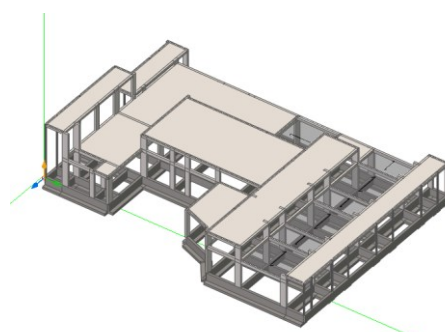


Figura 22 - Immagine del modello US1 in inMod

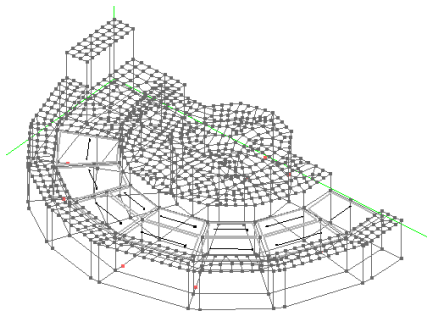


Figura 23 - Immagine della mesh US2 in Nolian

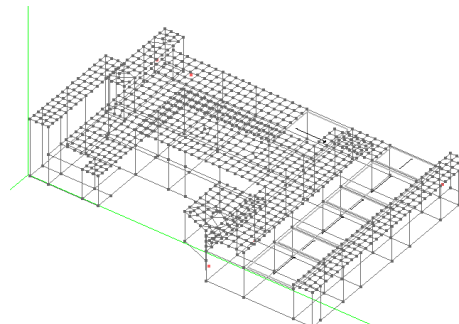


Figura 24 - Immagine della mesh US1 in Nolian

La struttura è stata ricostruita mediante la definizione degli elementi strutturali principali e dei relativi vincoli, carichi e masse associati.

È stato assegnato il peso proprio a tutti gli elementi modellati e sono stati inseriti degli operatori di carico di superficie per ripartire il carico dei solai in legno-cl. Per i solai in lastre predalles bidirezionali sono stati modellati come elementi di tipo “shell” con le loro caratteristiche fisiche e meccaniche, in modo da simularne il reale comportamento di piano sotto azioni statiche e sismiche. Ad essi sono stati assegnati i carichi relativi alle varie aree di solaio mediante dei carichi di superficie su piastra.

Il locale impianti prevede una struttura indipendente in acciaio fissata ad una soletta in c.a. “appoggiata” al solaio strutturale. A tutti gli effetti si può considerare il solo carico verticale scaricato sul solaio sottostante. I relativi carichi sono quindi stati aggiunti al solaio S.5.

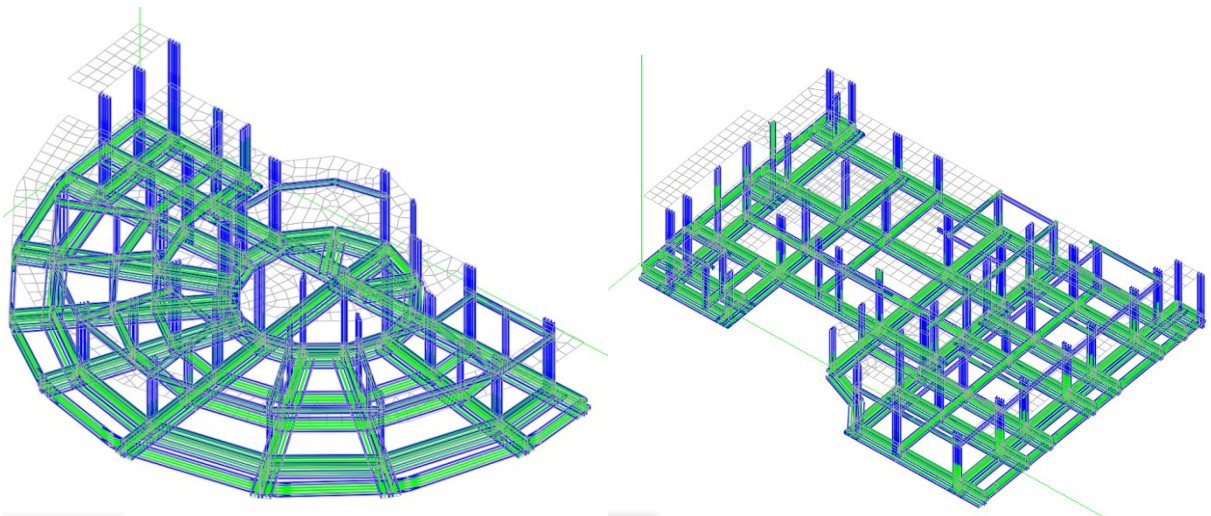
Per considerare il carico delle tamponature sono stati inseriti diversi carichi lineari con intensità data dal tipo di tamponatura (come descritto nel §d.1.2) e dalla relativa altezza. Essi sono stati applicati alle travi e alle travi di fondazione corrispondenti.

Nelle campate delle scale non è stato inserito alcun orizzontamento, per non dare una rigidità di piano non presente nella realtà. Sono stati quindi inseriti solamente i carichi corrispondenti sulle travi di impalcato su cui esse scaricano.

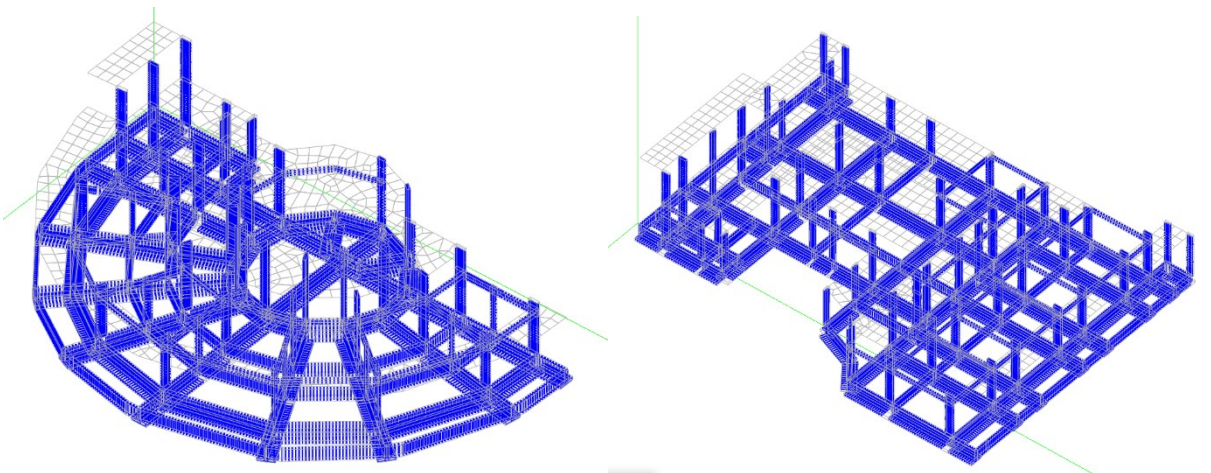
Ad ogni elemento modellato è poi stato assegnato un metamateriale le cui caratteristiche di resistenza e rigidezza sono state definite secondo quanto indicato dalle NTC 2018 [1], ed esposte al precedente paragrafo §e.

Una volta eseguita l'analisi è stato effettuato quindi il progetto delle armature degli elementi all'interno del post-processore EasyBeam, dove poi sono state svolte le verifiche delle membrature.

Di seguito si propongono alcune viste delle armature, longitudinali e trasversali, assegnate agli elementi.



Vista complessiva delle armature longitudinali assegnate agli elementi



Vista complessiva delle armature trasversali assegnate agli elementi

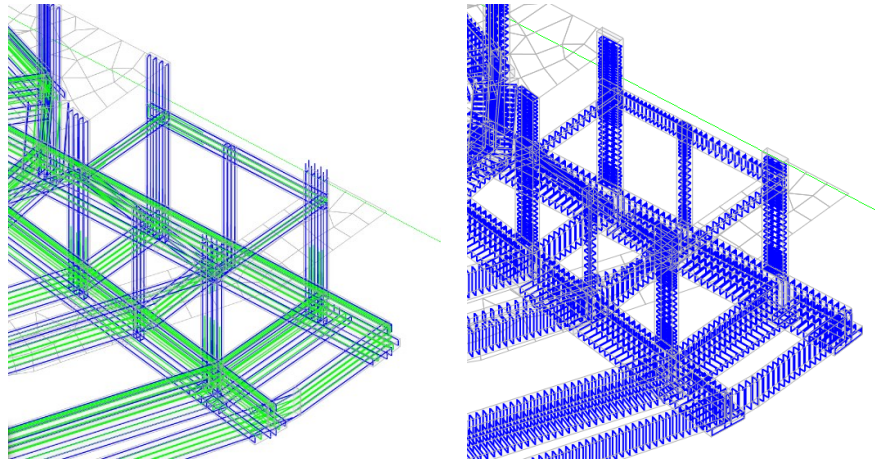


Figura 25 - Dettaglio delle armature assegnate agli elementi in una porzione di struttura

La geometria del modello, i nodi con le relative coordinate nel sistema di riferimento XYZ nello spazio, le aste, gli elementi piani, i vincoli, i carichi elementari nonché tutti gli archivi delle sezioni utilizzate, i materiali e quant'altro necessario alla piena comprensione della struttura sono riportati negli allegati.

f.3 Vincoli interni e/o esterni

Sono state modellate le strutture di fondazione come elementi alla Winkler, tramite le quali il software considera automaticamente il terreno come un letto di molle alla Winkler, con coefficiente di sottofondo assegnato pari a $1,00 \text{ kg/cm}^3$ (come illustrato al par. §I).

Inoltre, per modellare la continuità esistente delle travi di fondazione perpendicolari al giunto, è stato assegnato un vincolo di incastro all'estremità di tali travi (in aggiunta ai vincoli nel piano già garantiti dal sistema alla Winkler), così da considerare un momento di estremità (sicuramente sovrastimato) nelle verifiche degli elementi di bordo e garantirne con un certo margine la sicurezza strutturale.

g) Condizioni e combinazioni di carico applicate alla struttura

Le combinazioni di carico impostate per l'analisi dei risultati e la verifica degli elementi sono quelle previste dalla norma e sono compiutamente esplicitate nel tabulato di verifica allegato alla relazione per quanto riguarda il progetto della struttura.

La verifica allo stato limite ultimo per **carichi statici** viene condotta secondo le prescrizioni riportate nelle norme vigenti, ovvero secondo la seguente combinazione dei carichi:

$$\gamma_G G_k + \gamma_{Gagg} G_{kagg} + \gamma_Q Q_{k0} + \gamma_Q \psi_{0i} Q_{ki}$$

essendo :

γ_G , γ_{Gagg} , γ_Q	coefficienti parziali di sicurezza
G_k , G_{kagg}	carichi permanenti strutturali e/o portati
Q_{k0}	carico accidentale principale
Q_{ki}	carichi accidentali secondari
ψ_0	coefficiente di combinazione per i carichi variabili

Le verifiche allo stato limite di esercizio (SLE) per **carichi statici** invece vengono effettuate prendendo in considerazione le combinazioni caratteristica (rara), frequente e quasi permanente, ovvero utilizzando le

seguenti combinazioni dei carichi:

CARATTERISTICA (RARA) : $G_k + G_{kagg} + Q_{k0} + \psi_{0i} Q_{ki}$

FREQUENTE : $G_k + G_{kagg} + \psi_{10} Q_{k0} + \psi_{2i} Q_{ki}$

QUASI PERMANENTE : $G_k + G_{kagg} + \psi_{20} Q_{k0} + \psi_{2i} Q_{ki}$

essendo :

$\gamma_G, \gamma_{Gagg}, \gamma_Q$ coefficienti parziali di sicurezza
 G_k, G_{kagg} carichi permanenti strutturali e/o portati
 Q_{k0} carico accidentale principale
 Q_{ki} carichi accidentali secondari
 $\psi_{(0/1/2)i}$ coefficienti di combinazione per i carichi variabili (Tab.2.5.I sotto riportata)

Le verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e allo stato limite di esercizio (SLD; SLO) devono invece essere effettuate per la seguente **combinazione dell'azione sismica** con le altre azioni [Norme Tecniche 2018 §2.5.3].

$E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} Q_{ki}$

dove :

E azione sismica per lo stato limite in esame;
 G_1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
 G_2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
 ψ_{2i} coefficiente di combinazione;
 Q_{ki} valore caratteristico della azione variabile;

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali ottenuti mediante l'espressione $G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} Q_{ki}$.

I valori dei vari coefficienti ψ sono scelti in base alla destinazione d'uso dei vari solai secondo quanto indicato nella norma [Norme Tecniche 2018, Tabella 2.5.1].

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

I coefficienti γ per le verifiche statiche sono automaticamente impostate dal programma secondo quanto previsto dalle norme e sono quelli riportati nella seguente immagine:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qk}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Si riportano nelle immagini di seguito le viste di tutte le condizioni di carico con la distribuzione e l'intensità dei carichi. Trattasi dei carichi da peso proprio, permanenti (incluse le spinte del terreno), permanenti non strutturali ed agli accidentali da affollamento e da neve. I valori utilizzati sono quelli esposti al par. §d.1.

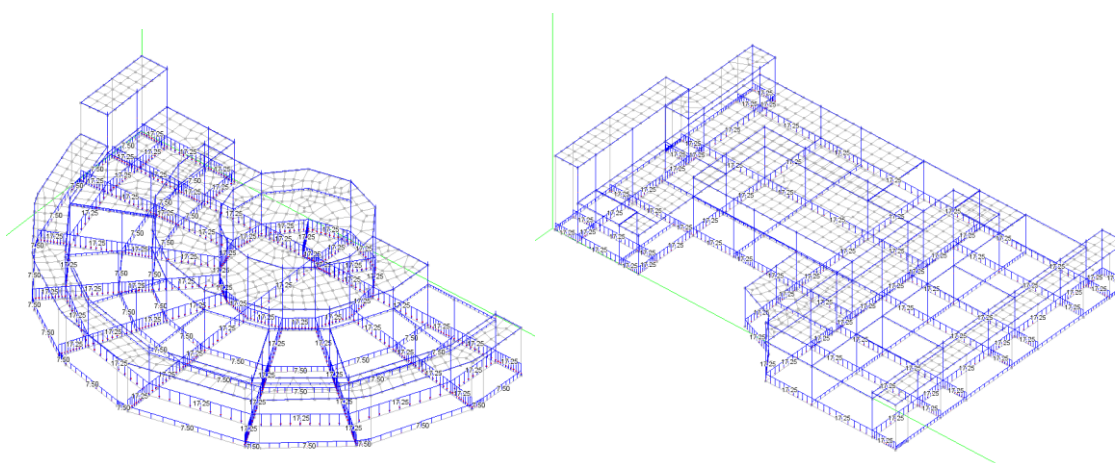


Figura 26 - Peso proprio

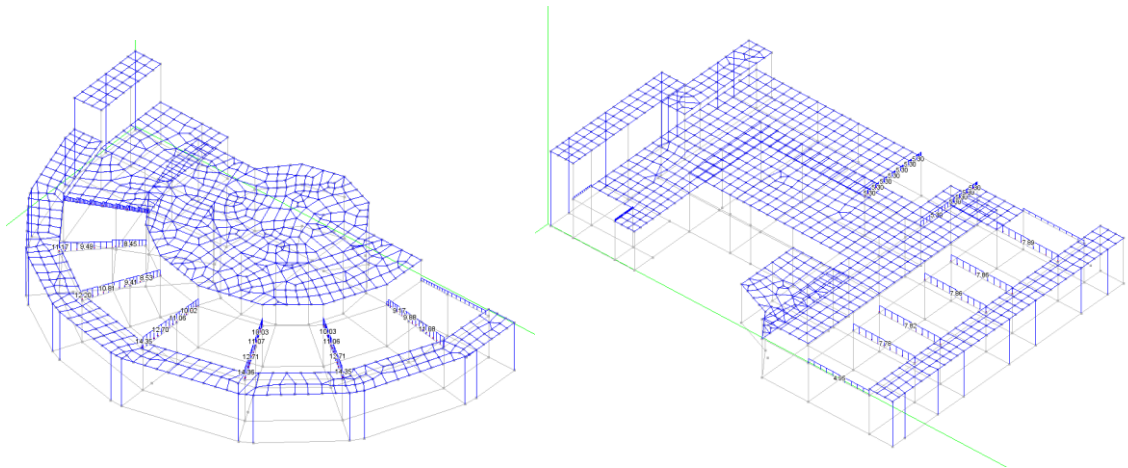


Figura 27 - Carichi Permanenti

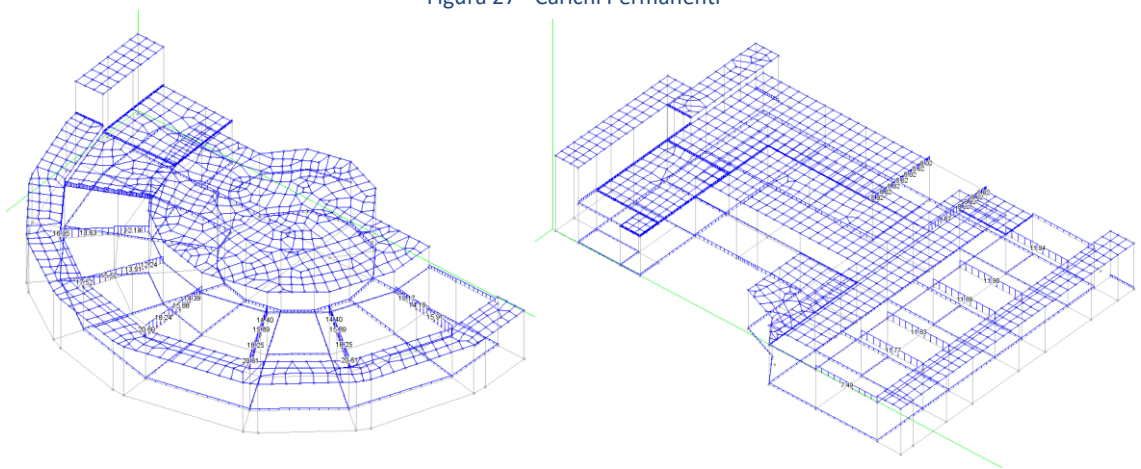


Figura 28 - Carichi Permanenti non Strutturali

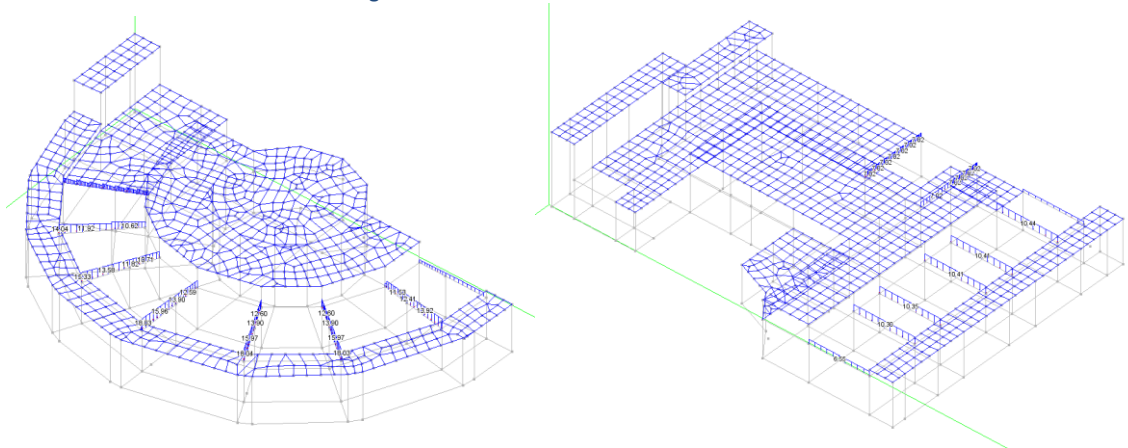


Figura 29 - Carichi Accidentali da Neve

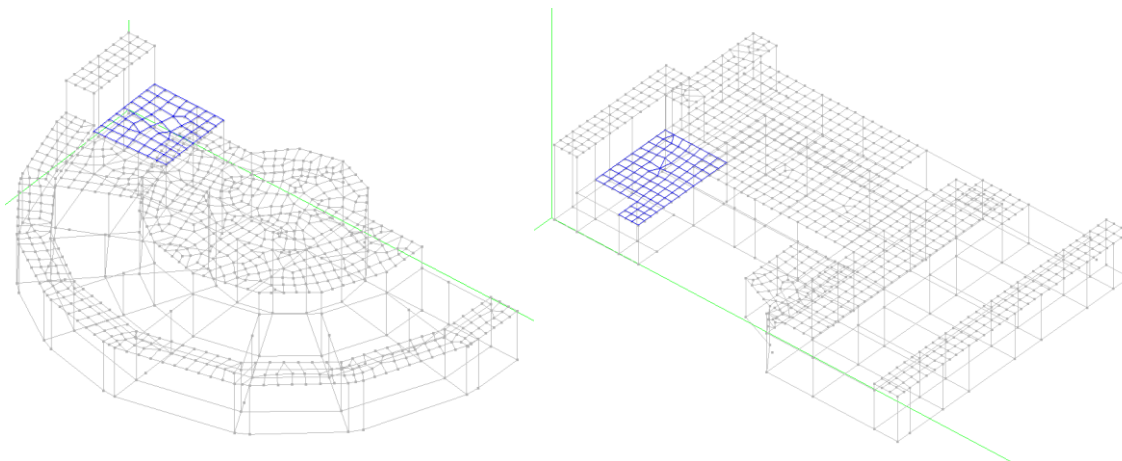


Figura 30 – Carichi Accidentali tipo E

h) Metodo di analisi

Il metodo di analisi scelto è quello dell'analisi dinamica lineare, adatto alla tipologia della costruzione ed in grado di fornire risultati rappresentativi ed esaustivi del comportamento strutturale finale.

Tale analisi consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti secondo una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, come quella indicata dalle NTC 2018 [1] al paragrafo 7.3.3.1 (CQC).

Si avranno 8 combinazioni sismiche in cui si combineranno l'azione sismica positiva o negativa in una direzione, con il 30% dell'azione sismica positiva o negativa nell'altra direzione.

Nei metodi di analisi elastici il comportamento non lineare della struttura è tenuto in conto introducendo il fattore di struttura, calcolato secondo quanto prescritto dalle NTC 2018 [1] al capitolo 7, pari a $q=1,5$ allo SLV.

I modi presi in considerazione sono stati 8, per un totale di masse partecipanti pari a 97,9% (US1) e 97,4% (US2) in direzione X e 96,3% (US1) e 96,1% (US2) in direzione Y. I risultati dell'analisi modale sono riportati nella seguente tabella:

<u>US1</u>				<u>US2</u>			
MODO	PERIODO [s]	X	Y	MODO	PERIODO [s]	X	Y
1	0.278	20.5%	0.0%	1	0.318	0.0%	26.3%
2	0.227	69.8%	5.2%	2	0.239	93.1%	0.2%
3	0.219	5.6%	80.1%	3	0.205	1.2%	63.5%
4	0.204	1.0%	2.2%	4	0.161	2.8%	5.9%
5	0.161	0.2%	7.9%	5	0.149	0.3%	0.1%
6	0.133	0.5%	0.7%	6	0.148	0.0%	0.0%

7	0.108	0.1%	0.2%	7	0.147	0.0%	0.0%
8	0.096	0.3%	0.0%	8	0.144	0.0%	0.0%
TOT				TOT			
		97.9%	96.3%			97.4%	96.1%

i) Criteri di verifica in presenza di azioni sismiche

Il programma di calcolo, nei confronti delle azioni sismiche, esegue le verifiche prendendo in esame gli stati limite sia di esercizio che ultimi, come prescritto al paragrafo 3.2.1 delle [1]. In particolare, sono condotte verifiche a:

- Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)
- Stato limite di danno (SLD)
- Stato limite di operatività (SLO)

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite indagati, sono riportate nella Tab. 3.2.I della [1].

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

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

Come prescritto al paragrafo 7.3.6 delle [1], si deve verificare che il valore di ciascuna domanda di progetto definita per ciascuno degli stati limite richiesti, sia inferiore al corrispondente valore della capacità di progetto. Le verifiche degli elementi strutturali primari (ST), non strutturali (NS) e degli impianti (IM) si eseguono, come sintetizzato nella Tab. 7.3.III delle [1], in dipendenza della Classe d'Uso e del comportamento dissipativo o non dissipativo della struttura.

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(**)			DUT ^(**)		

(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Per il caso in questione, avendo un comportamento non dissipativo e una Classe d'Uso III sono prescritte per gli elementi strutturali le verifiche in termini di Rigidezza (RIG) allo SLO e in termini di Resistenza (RES) allo SLD e SLV, mentre non sono necessarie quelle in termini di Duttività (DUT) allo SLC. Per gli elementi non strutturali le verifiche di Stabilità (STA) e per gli impianti (entro cui ricadono anche gli arredi fissi) le verifiche in termini di Funzionalità (FUN) e Stabilità (STA).

j) Rappresentazione delle deformate e dei diagrammi di sollecitazione

j.1 Deformazioni, sforzi e sollecitazioni

Il controllo delle **deformazioni** massime D_u è stato svolto senza rilevare spostamenti incompatibili con la struttura in oggetto.

Di seguito, con scopo illustrativo del comportamento strutturale, si riportano i grafici delle deformate di progetto per la peggiore tra le combinazioni statiche SLE, nonché per la sola condizione di sisma SLD agente in direzione X e in direzione Y.

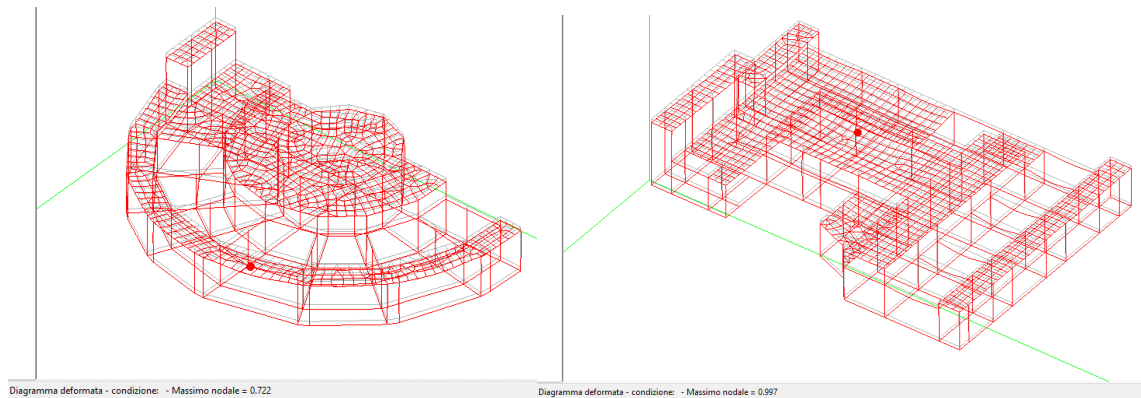


Figura 31 - Spostamenti Combinazione statica SLE [cm] - $w_{max} = 0,997\text{cm}$

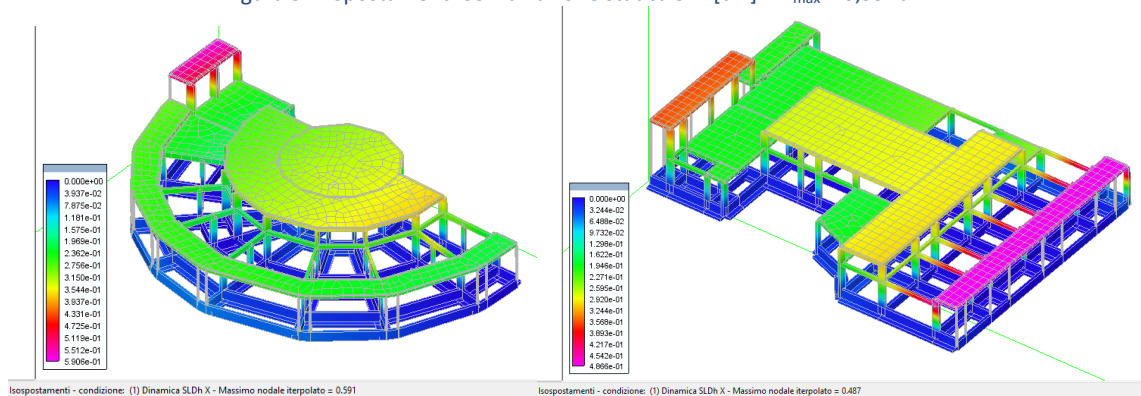


Figura 32 - Spostamenti Condizione Sisma X SLD [cm] - $w_{max} = 0,591\text{cm}$

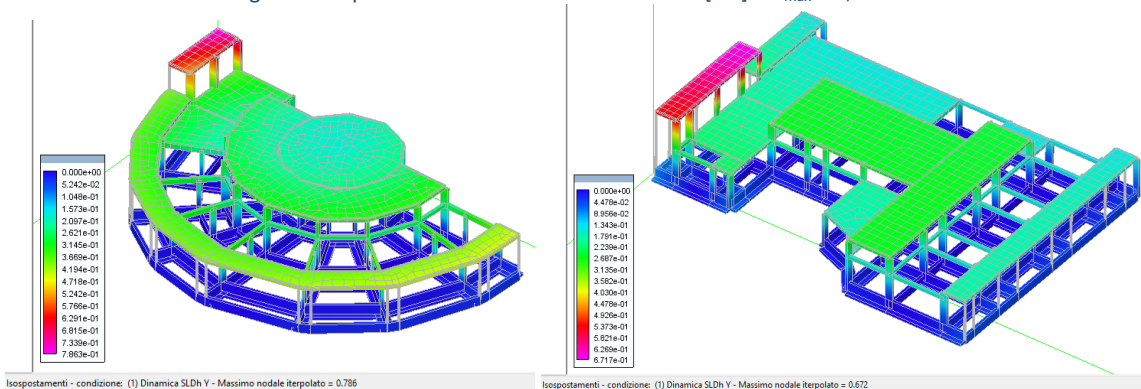


Figura 33 - Spostamenti Condizione Sisma Y SLD [cm] - $w_{max} = 0,786\text{cm}$

Con l'analisi effettuata allo stato di progetto si possono riportare i diagrammi dell'involuppo dello sforzo normale, dei momenti flettenti e dei tagli principali sugli elementi principali:

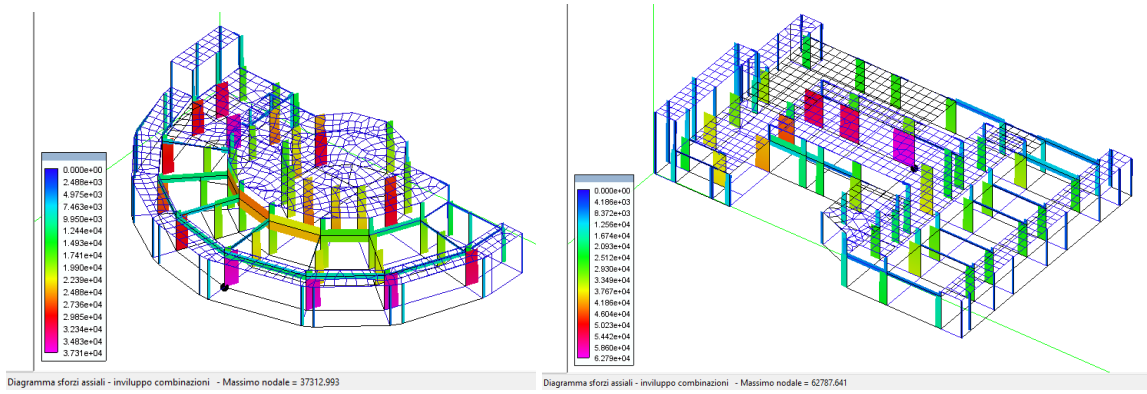


Figura 34 - Involuppo N SLU [kg] - $N_{max} = 62788\text{kg}$

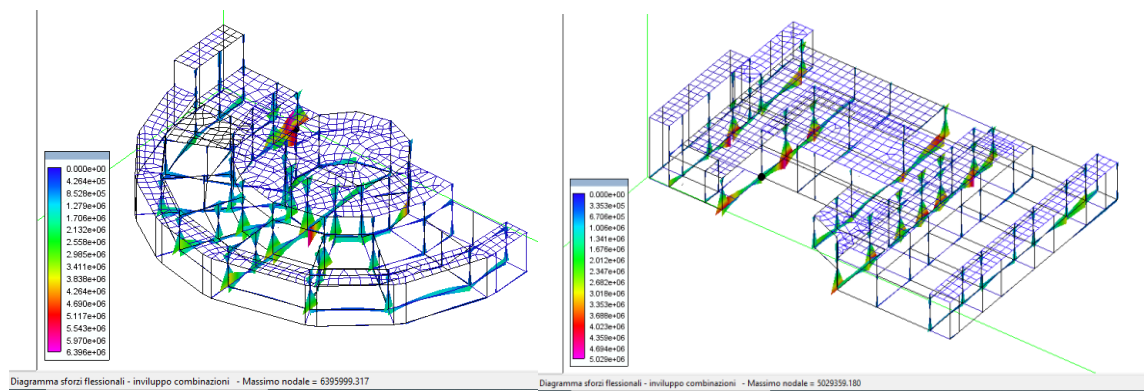


Figura 35 - Involuppo M1 SLU [kg·cm] - $M1_{max} = 63960\text{ kg·m}$

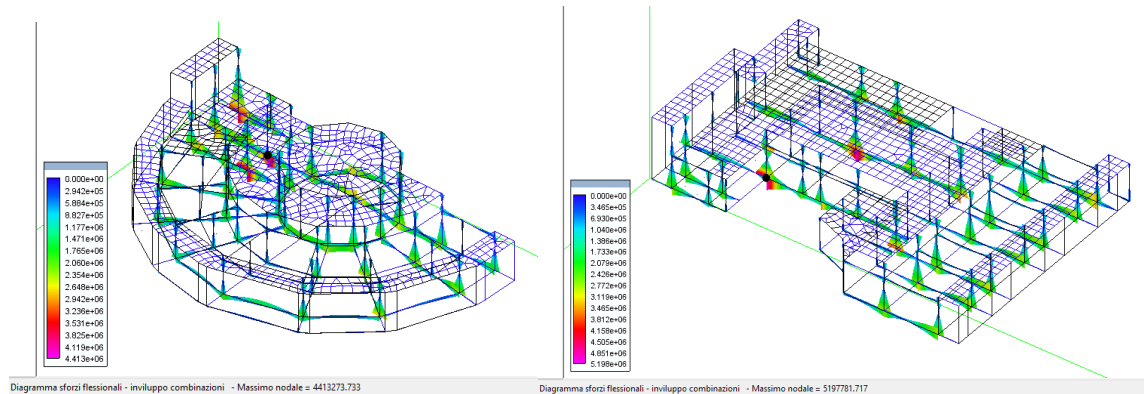


Figura 36 - Involuppo M2 SLU [kg·cm] - $M2_{max} = 51978\text{ kg·m}$

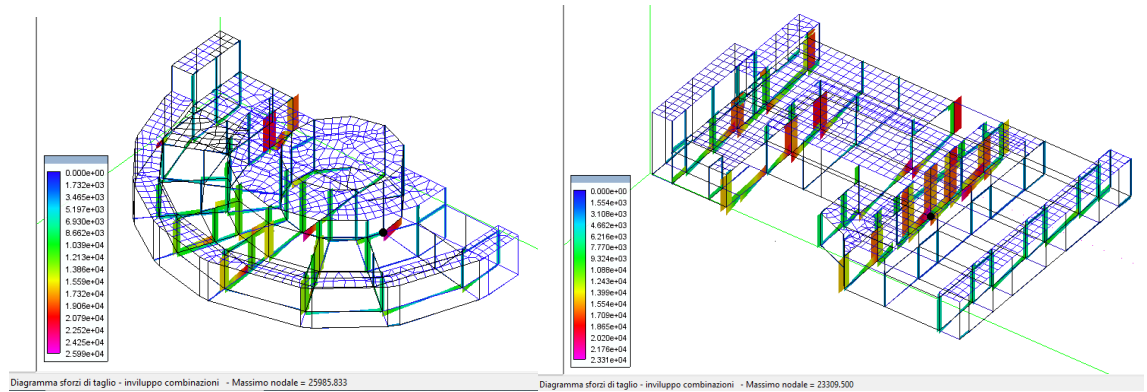


Figura 37 - Involuppo T1 SLU [kg] - $T1_{max} = 25986\text{kg}$

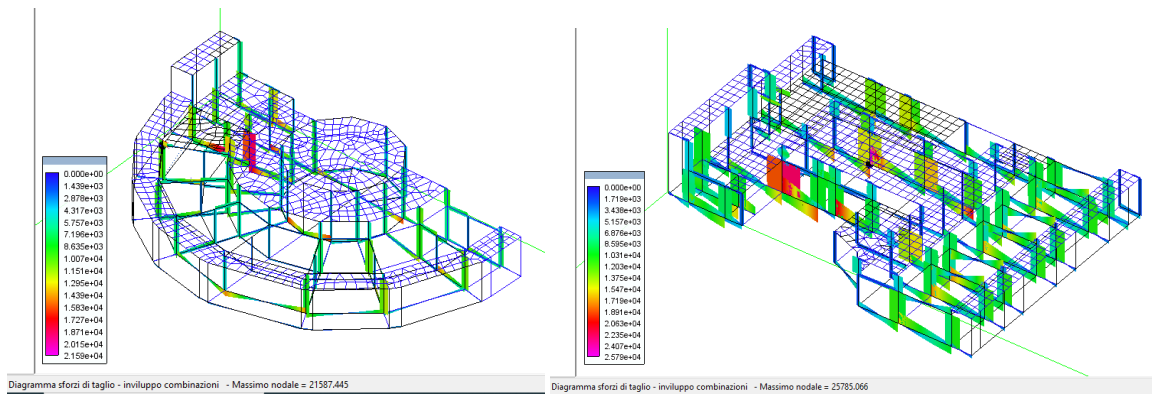


Figura 38 - Inviluppo T2 SLU [kg] - $T_{2\max} = 25785\text{kg}$

j.2 Accettabilità dei risultati

I comportamenti e le prestazioni offerte dall'edificio nello stato di progetto sono coerenti con quanto atteso, tenuto conto delle caratteristiche meccaniche dei materiali costitutivi, della geometria del fabbricato e delle azioni in gioco.

Non si evidenziano quindi particolari problematiche strutturali.

k) Affidabilità del codice di calcolo

L'analisi delle **strutture in c.a.** è stata condotta per via automatica con l'ausilio di un codice di calcolo automatico (Nolian - della ditta Softing srl, Via Reggio Calabria 6 – ROMA – tel. +39 06/44291061) che opera l'analisi numerica della struttura in campo lineare o plastico, in condizioni statiche e dinamiche, come definito dal progettista secondo i casi.



DICHIARAZIONE AFFIDABILITA' CODICE DI CALCOLO

Il progettista ha esaminato preliminarmente la documentazione a corredo del software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. Sono stati eseguiti casi prova per i quali sono stati forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione dal produttore del software. I casi prova sono stati interamente risolti e hanno dato esito positivo avendo riscontrato gli stessi risultati descritti nei commenti dell'autore.

Le licenze a disposizione del progettista sono la n° 25631 e n° 26246, che possono essere indifferentemente riportate nei tabulati di calcolo.

La modellazione degli elementi avviene normalmente mediante un preprocessore implementato nel software (Modulo InMod) che consente – oltre ad una rapida ed efficace modellazione – anche di assegnare i carichi sugli elementi strutturali con varie modalità assistite (gestione solai, tamponamenti, divisori etc ...).

Le verifiche strutturali, in coerenza ai valori di inviluppo delle sollecitazioni prodotte nelle combinazioni di carico impostate, sono svolte con l'ausilio di postprocessori in dotazione al progettista (EasySteel per elementi in acciaio e EasyBeam per elementi monodimensionali in c.a.).

l) Strutture geotecniche e di fondazione

Si rimanda alla relazione geologica redatta per l'intervento nel mese di gennaio 2023 dal Geologo Bucci Aride, a seguito di indagini svolte nel lotto che ospiterà la costruzione in oggetto ed allegata al fascicolo depositato. Tale relazione è idonea a fornire le informazioni richieste dal calcolo di progetto definitivo e ad essa si rimanda per ogni dettaglio. Si propone la scansione del frontespizio della relazione che verrà allegata al deposito delle strutture.

 COMUNE DI SAN MAURO PASCOLI PROVINCIA DI FORLÌ CESENA	
PROGETTO DI REALIZZAZIONE DI NUOVO POLO DELL'INFANZIA IN VIA VILLAGRAPPA – COMUNE DI SAN MAURO PASCOLI (FC).	
LOCALITÀ:	Via Villagrappa
COMUNE:	San Mauro Pascoli (FC)
COMMITTENTE:	Comune di San Mauro Pascoli (FC)
RELAZIONE GEOLOGICA	
Gennaio 2023	
IL COMMITTENTE:	IL TECNICO:
Comune di San Mauro Pascoli (FC)	Dottore Geologo Bucci Aride
	

Figura 39 - Frontespizio della relazione geologica

Con la finalità di definire il modello stratigrafico, geotecnico e sismico dei terreni che compongono l'areale in oggetto è stata considerata la seguente campagna geognostica:

- n. 1 prova penetrometriche statica elettrica CPTu (realizzata nel 2023).
- n. 1 prova penetrometriche statica meccanica CPTm (realizzata nel 2013).
- n. 1 indagine sismica passiva HVSr.

In via sintetica, il terreno superficiale è composto da uno strato di argilla limosa per uno spessore di circa 2.40 m, che risulta idoneo come piano di posa di fondazione. Sotto di esso si susseguono strati di limi sabbiosi e argille limose fino alla profondità di 20m indagata.

L'intervento prevede fondazioni superficiali impostate su detto strato di terreno compatto che andrà raggiunto con idoneo sbancamento (che il geologo indica a circa -1.00 mt dall'attuale piano di campagna), quindi all'interno di uno strato di terreno definito soggetto ad essiccamento.

La scelta del piano di posa all'interno di questo strato, compatibile con le portate limite indicate per il terreno, si ritiene potenzialmente favorevole anche dal punto di vista dei cedimenti attesi in quanto in un terreno coesivo la perdita di contenuto d'acqua (essiccamento) porta ad una compattazione degli strati con aumento dei parametri geotecnici quali coesione, modulo edometrico, modulo elastico, angolo di attrito e capacità portante.

Detti cedimenti attesi, che andranno verificati nel dettaglio in fase di progettazione esecutiva, sono stimati inferiori a 2 cm e quindi ammissibili anche considerando cedimenti differenziali, comunque nel caso specifico contrastati da una fondazione molto rigida vista la presenza di travi con nervature di sezione significativa (130x30/40 cm).

In tutti i casi il progetto esecutivo dovrà prevedere la verifica della condizione di saturazione del terreno al momento della esecuzione dell'opera, mediante indagini attualizzate che prevedano, ad esempio, ripetizione di CPTU e/o carotaggio con prove di laboratorio, per confermare la sussistenza dei parametri di progetto utilizzati.

Il sottosuolo è stato classificato di **categoria C**, avendosi trovato un valore delle onde di taglio $V_{s30} = 197\text{m/s}$.

Non vi sono problemi di liquefazione e la presenza di falda non crea interferenze con la costruzione essendo la stessa sufficientemente approfondita (circa 2,5 metri dal P.C.).

Si riportano di seguito i valori caratteristici medi calcolati su tutte le indagini effettuate sui vari strati di terreno rilevati:

STRATO 1	p.c a – 2,40 m	argille e argille limose (con essiccamento)
STRATO 2	– 2,40 m a – 3,70 m	limi sabbiosi e argille limoso sabbiose
STRATO 3	– 3,70 m a – 18,90 m	argille e argille limose
STRATO 4	– 18,90 m a – 20,00 m	limi sabbiosi e argille limoso sabbiose
Livello falda superficiale riscontrata a 2,60 m dal p.c.		

Nr.	Prof.	Tipo	Cu	c'	Mo	K	Puv	PuvS	Fi	Dr
1		C	0.70	0.05	45		1.80	1.90	18°	
2		I/C	0.70	0.05	80		1.85	1.95	22/24°	
3		C	0.80	0.05	55		1.80	1.90	18/20°	
4		I/C	0.75	0.07	80		1.85	1.95	22/24°	

Il valore della costante di Winkler utilizzato, sulla base delle risultanze delle indagini geotecniche, è pari a $k = 1,00 \text{ kg/cm}^3$, basandosi su valori reperibili in letteratura relativi a prove di carico su piastra di forma e dimensioni prestabilite per terreni di questo genere, poi corretti in funzione della geometria della fondazione e del tipo di terreno.

Sulla base delle risultanze dell'analisi sono state effettuate le verifiche geotecniche del sistema fondale, riportate al par. §2.4.

Note sul piano di imposta delle fondazioni

Il profilo del terreno dell'area di sedime della nuova costruzione si attesta ad una quota inferiore rispetto a quella del piano finito previsto per la nuova costruzione, ovvero alla stessa quota della scuola di infanzia esistente, inoltre risulta in leggero declivio. La quota di imposta delle fondazioni dovrà quindi considerare di avere un adeguato sbancamento in tutta la superficie dell'impronta delle solette di fondazione. In fase di esecuzione ove necessario si dovrà approfondire lo scavo e recuperare la quota con maggior spessore del getto di "magrone" di sottofondazione per garantire il raggiungimento di strati idonei alla portata, comunque con almeno lo sbancamento di 1 metro indicato dal geologo.

2. Verifiche degli elementi strutturali

2.1 Premessa

Dopo il calcolo e la risoluzione del modello f.e.m. tutti gli elementi strutturali primari sono stati verificati secondo quanto prescritto dalle NTC '18 per una nuova costruzione, al fine di determinare il livello di sicurezza offerto. A seconda della verifica il software restituisce un risultato mediante la determinazione dei seguenti parametri :

- **VERIFICHE DI RESISTENZA** (SLU A PRESSO-FLESSIONE, A TAGLIO, A TORSIONE E INSTABILITA', SLE TENSIONI E FESSURAZIONE) :
fattore di sfruttamento (f_s) dell'elemento nei confronti delle azioni sollecitanti per le più gravose combinazioni dei carichi, inteso come rapporto fra la sollecitazione complessiva agente e quella ultima resistente dell'elemento (verifica soddisfatta se $f_s < 1$);
- **VERIFICHE DI RIGIDEZZA** :
spostamento SLO (d_r) degli elementi verticali nei confronti delle azioni sollecitanti per le più gravose combinazioni dei carichi allo SLO, espresso in % rispetto all'altezza di interpiano (verifica soddisfatta se $d_r < 0,33\%$).

Gli elementi principali che compongono l'ossatura portante e svolgono una significativa azione sismo-resistente sono riconducibili a quattro tipologie, ovvero :

- Pilastri in c.a.
- Travi in c.a.
- Travi di fondazione in c.a.
- Pilastri in acciaio

Per il sistema fondale, oltre alle verifiche di resistenza, si eseguono le verifiche geotecniche.

Il software di calcolo, a cui sono stati assegnati i parametri del terreno e dove sono state modellate le travi alla Winkler di fondazione, restituisce i valori di deflessione (in cm) e pressione sul terreno (kg/cm^2), nonché il valore del fatto di sfruttamento del terreno misurato come rapporto tra la pressione sul terreno e la portanza limite misurata in funzione delle caratteristiche geotecniche assegnate e esposte al paragrafo .

Vengono presentati i risultati in forma di rappresentazioni grafiche a colori, fornendo altresì sinteticamente i valori massimi per ogni verifica fra tutti quelli determinati per il gruppo di elementi e per tutte le combinazioni di carico previste dalla norma.

Infine, si procede anche alle verifiche dei collegamenti tra gli elementi in acciaio e le strutture in c.a., compresa la verifica del collegamento mediante tirafondi alla base dei pilastri, secondo quanto prescritto dalle NTC '18 [1].

Per ciascun gruppo vengono di seguito presentati gli esiti finali delle verifiche sopra richiamate, in forma di rappresentazioni grafiche a colori e fornendo altresì sinteticamente i fattori massimi per ogni verifica fra tutti quelli determinati per il gruppo di elementi e per tutte le combinazioni di carico previste dalla norma.

Nelle rappresentazioni a colori gli elementi in condizioni di lavoro più gravose sono rappresentati con tonalità calde (dal giallo verso il rosso) mentre quelli con più ampi margini di sicurezza sono rappresentati con tonalità fredde (dall'azzurro al verde).

2.2 Verifiche dei pilastri in c.a.

Verifica SLU a presso-flessione

$$f_{s,max} = 0,965$$

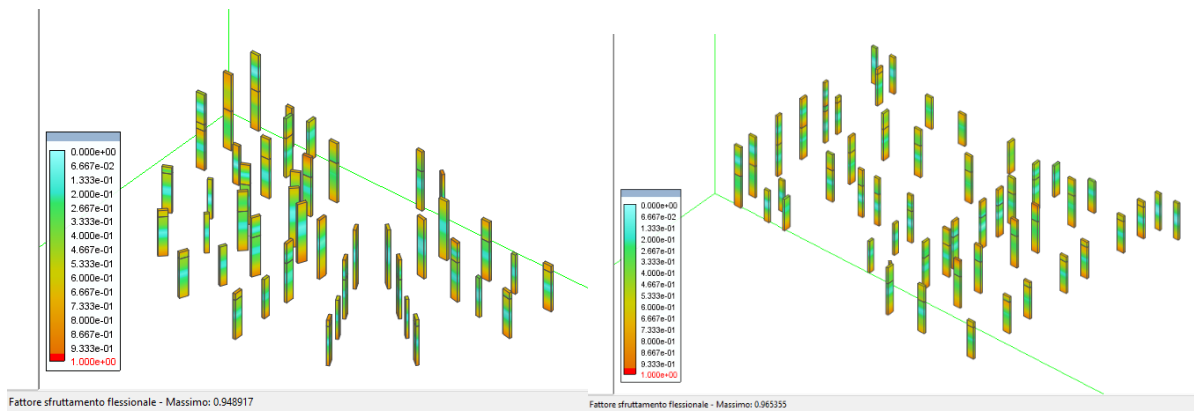


Figura 40 - Rappresentazione grafica delle verifiche a presso-flessione nei pilastri in c.a.

Verifica SLU a taglio

$$f_{s,max} = 0,894$$

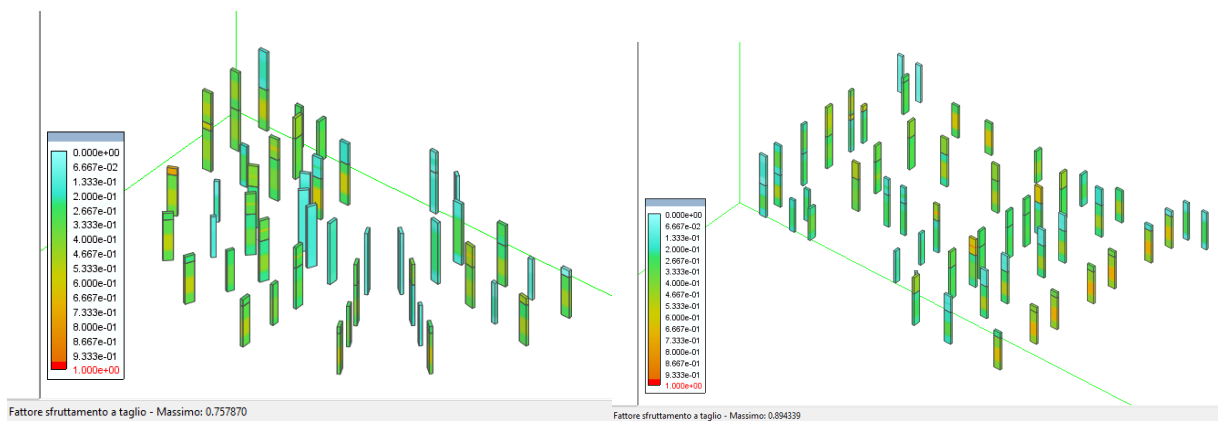


Figura 41 - Rappresentazione grafica delle verifiche a taglio nei pilastri in c.a.

Verifica SLU a torsione

$f_{s,max} = 0,878$

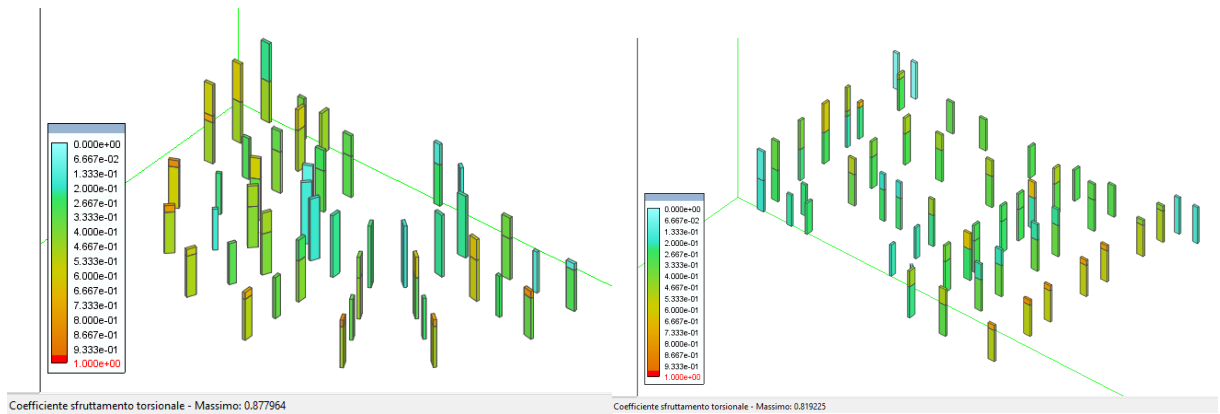


Figura 42 - Rappresentazione grafica delle verifiche a torsione nei pilastri in c.a.

Verifica SLE alle tensioni di esercizio

$f_{s,max} = 0,609$

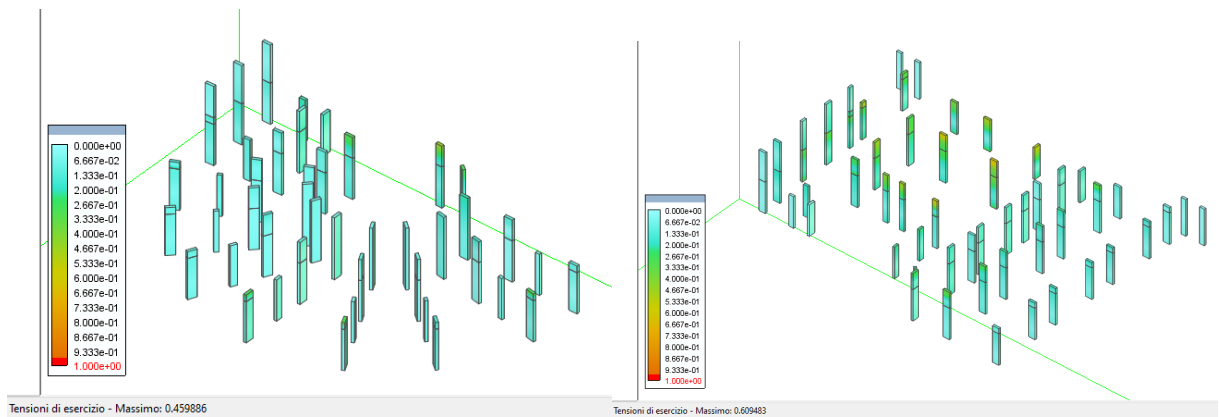


Figura 43 - Rappresentazione grafica delle verifiche alle tensioni di esercizio nei pilastri in c.a.

Verifica SLE a fessurazione

$f_{s,max} = 0,623$

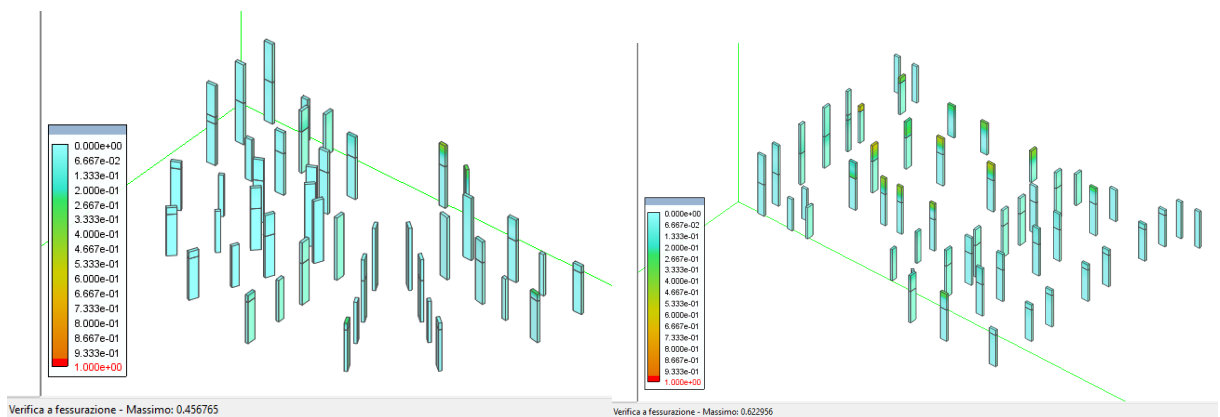


Figura 44 - Rappresentazione grafica delle verifiche a fessurazione nei pilastri in c.a.

Verifica SLO di spostamento

$$d_{r,max} = 0,221\%$$

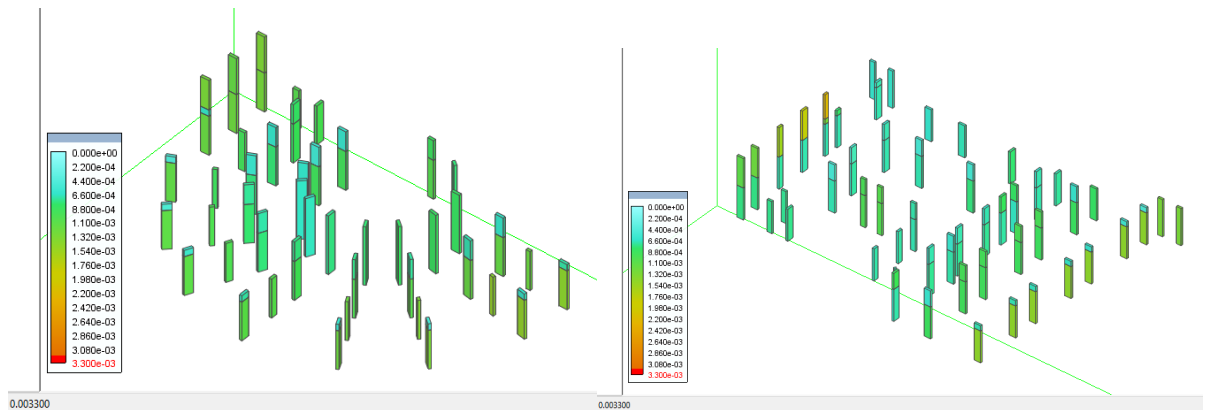


Figura 45 - Rappresentazione grafica delle verifiche allo SLO nei pilastri in c.a.

2.3 Verifiche delle travi in in c.a.

US1

Verifica SLU a presso-flessione

$$f_{s,max} = 0,884$$

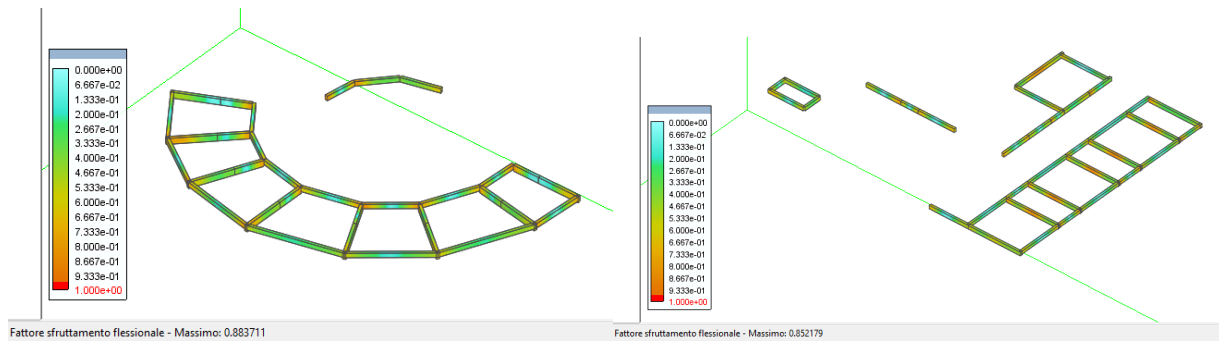


Figura 46 - Rappresentazione grafica delle verifiche a presso-flessione nelle travi in c.a.

Verifica SLU a taglio

$f_{s,max} = 0,910$

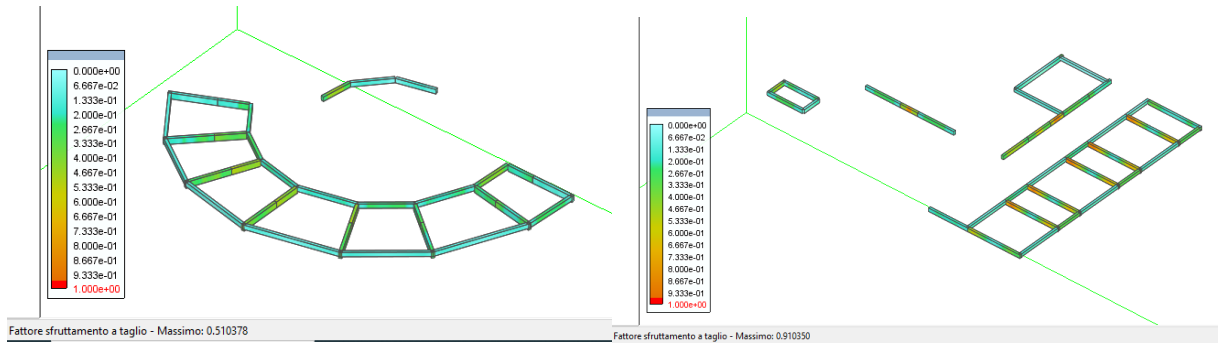


Figura 47 - Rappresentazione grafica delle verifiche a taglio nelle travi in c.a.

Verifica SLU a torsione

$f_{s,max} = 0,832$

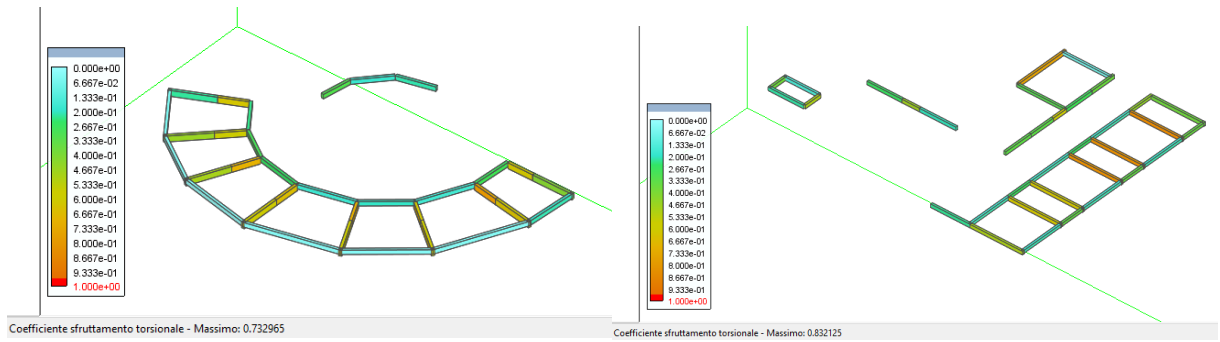


Figura 48 - Rappresentazione grafica delle verifiche a torsione nelle travi in c.a.

Verifica SLE alle tensioni di esercizio

$f_{s,max} = 0,662$

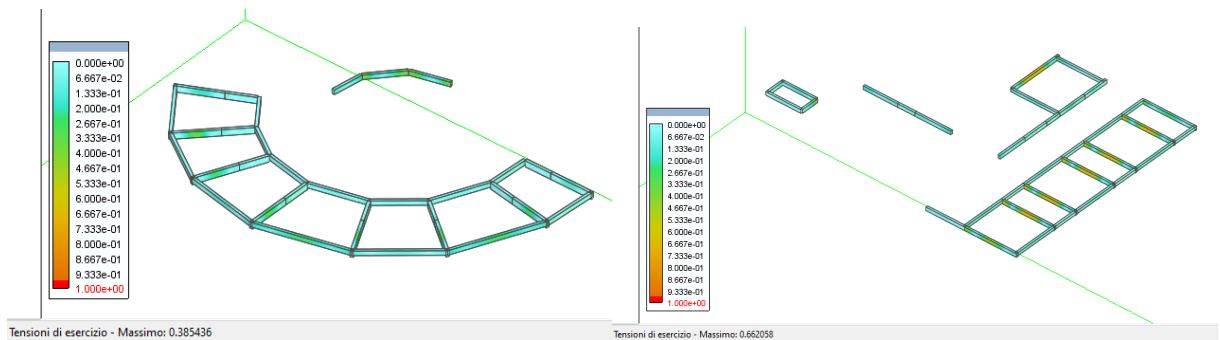


Figura 49 - Rappresentazione grafica delle verifiche alle tensioni di esercizio nelle travi in c.a.

Verifica SLE a fessurazione

$f_{s,max} = 0,682$

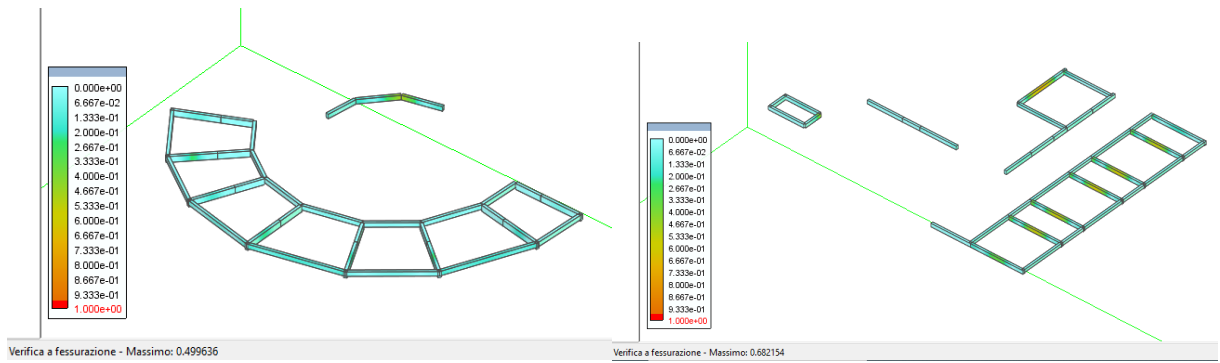


Figura 50 - Rappresentazione grafica delle verifiche a fessurazione nelle travi in c.a.

2.4 Verifiche delle travi di fondazione in c.a.

US1

Verifica SLU a presso-flessione

$$f_{s,max} = 0,733$$

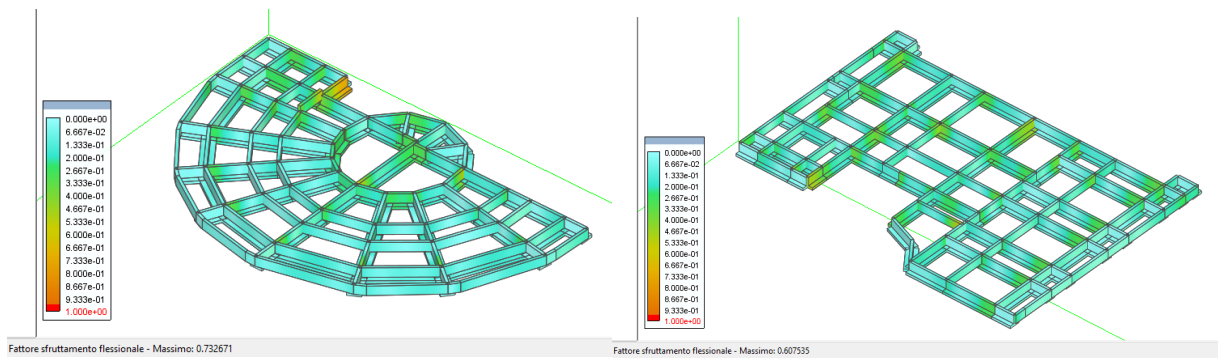


Figura 51 - Rappresentazione grafica delle verifiche a presso-flessione nelle travi di fondazione in c.a.

Verifica SLU a taglio

$$f_{s,max} = 0,288$$

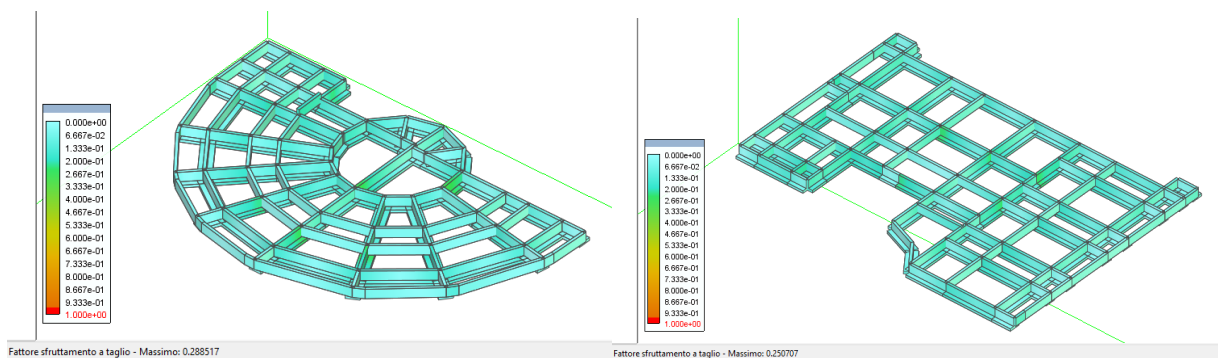


Figura 52 - Rappresentazione grafica delle verifiche a taglio nelle travi di fondazione in c.a.

Verifica SLU a torsione

$f_{s,max} = 0,593$

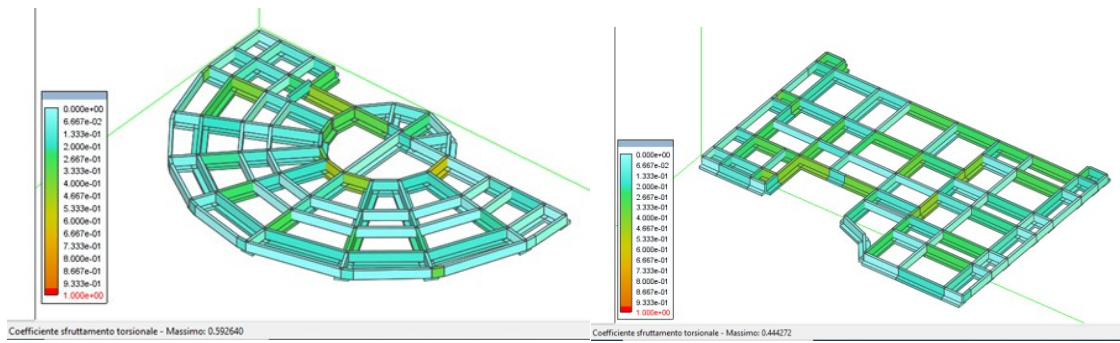


Figura 53 - Rappresentazione grafica delle verifiche a torsione nelle travi di fondazione in c.a.

Verifica SLE alle tensioni di esercizio

$f_{s,max} = 0,531$

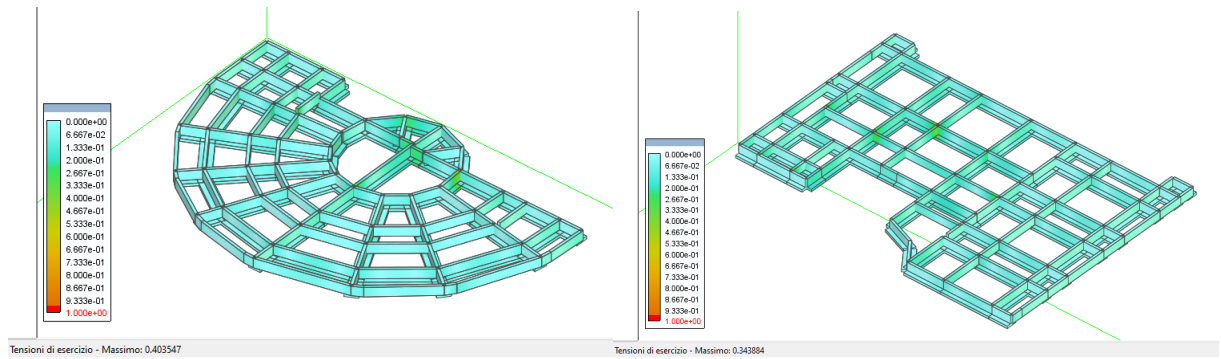


Figura 54 - Rappresentazione grafica delle verifiche alle tensioni di esercizio nelle travi di fondazione in c.a.

Verifica SLE a fessurazione

$f_{s,max} = 0,673$

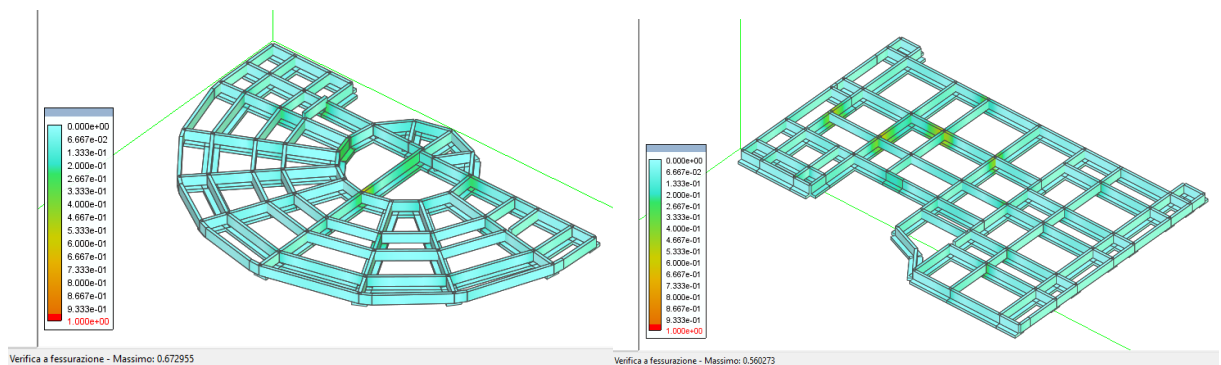


Figura 55 - Rappresentazione grafica delle verifiche a fessurazione nelle travi di fondazione in c.a.

Deflessione terreno

$s_{max} = 0,501 \text{ cm}$

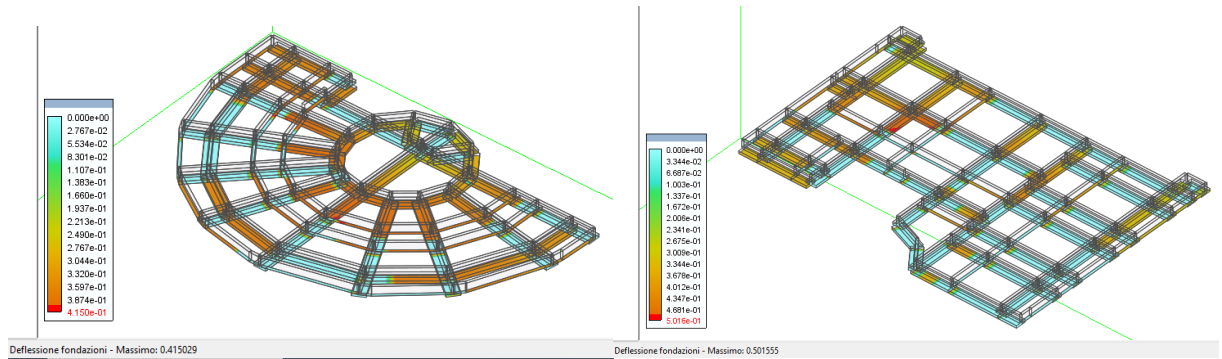


Figura 56 - Rappresentazione grafica delle deflessioni del terreno nelle travi di fondazione in c.a.

Pressione terreno

$\sigma_{max} = 0,663 \text{ kg/cm}^2$

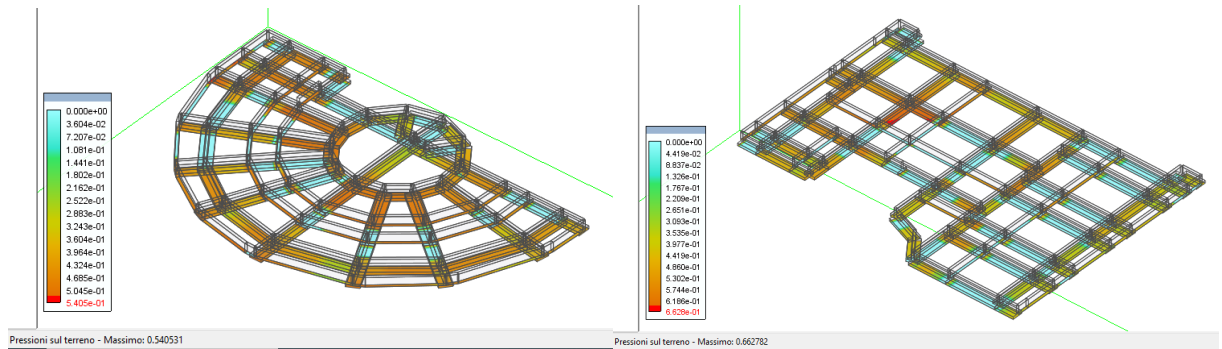


Figura 57 - Rappresentazione grafica delle pressioni sul terreno nelle travi di fondazione in c.a.

Verifica portata limite terreno (Condizioni non drenate)

$f_{s,max} = 0,297$

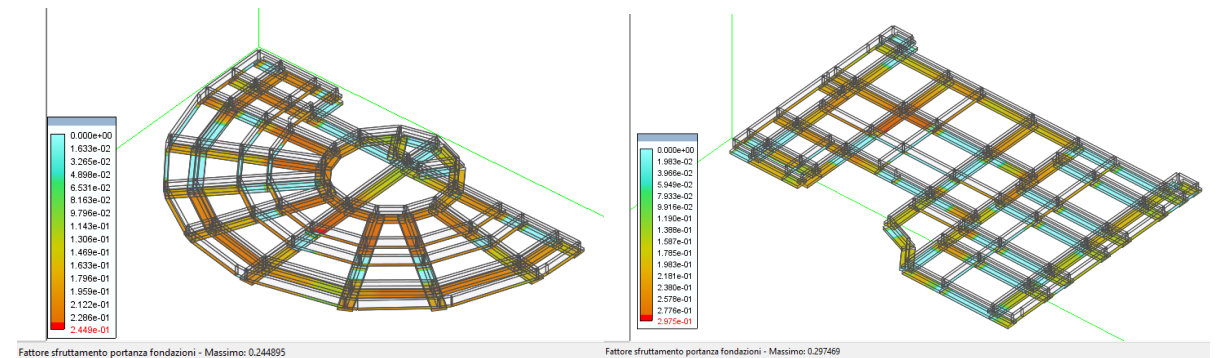


Figura 58 - Rappresentazione grafica delle verifiche di portata limite in cdz. ND sul terreno nelle travi di fondazione in c.a.

Verifica portata limite terreno (Condizioni drenate)

$f_{s,max} = 0,634$

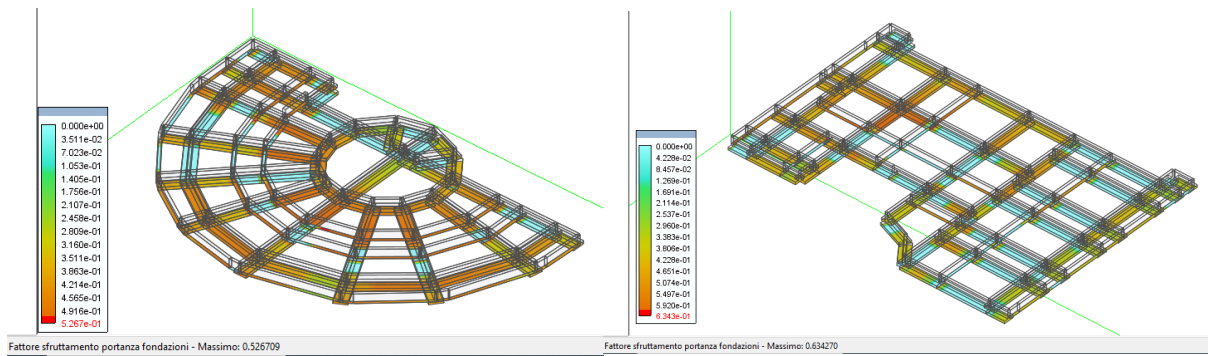


Figura 59 - Rappresentazione grafica delle verifiche di portata limite in cdz. DR sul terreno nelle travi di fondazione in c.a.

2.5 Verifiche dei pilastri in acciaio

Verifica SLU di resistenza assial-flessionale, instabilità presso-flessionale, instabilità flessio-torsionale

$f_{s,max} = 0,636$

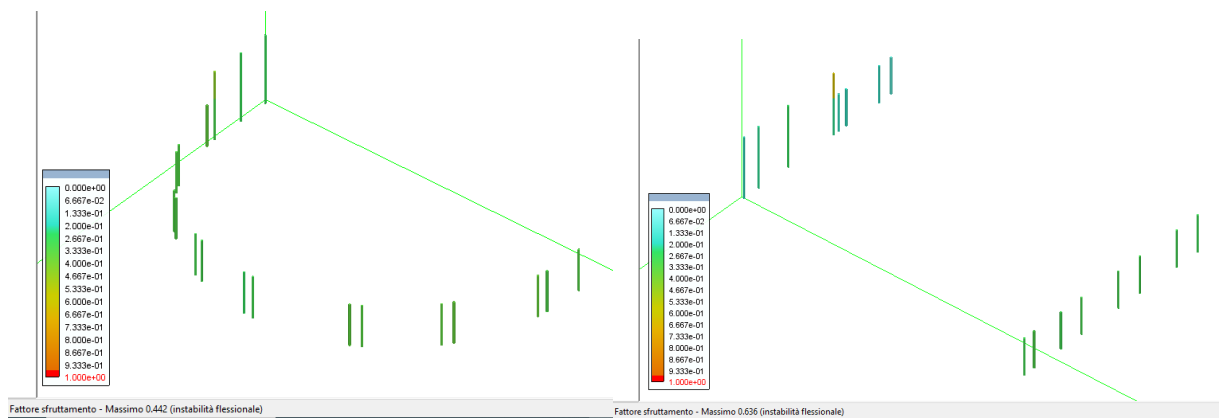


Figura 60 - Rappresentazione grafica delle verifiche di resistenza e instabilità presso-flessio-torsionale nei pilastri in acciaio

Verifica SLU di resistenza e instabilità a taglio

$f_{s,max} = 0,104$

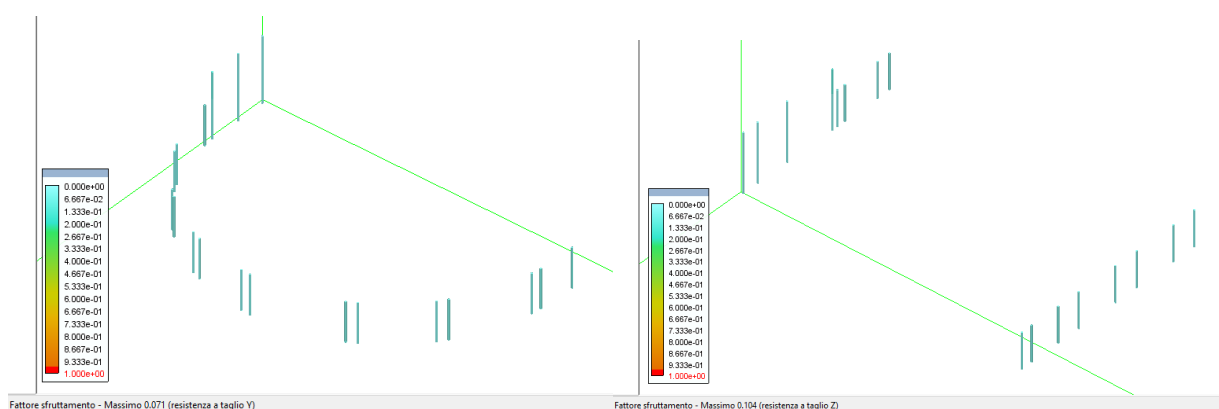


Figura 61 - Rappresentazione grafica delle verifiche di resistenza e instabilità a taglio nei pilastri in acciaio

Verifica SLO di spostamento

$$d_{r,max} = 0,142\%$$

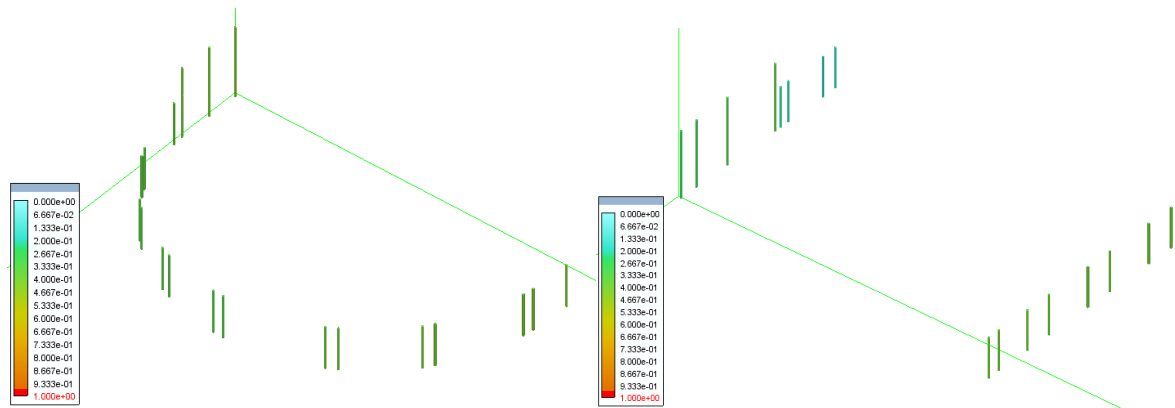


Figura 62 - Rappresentazione grafica delle verifiche allo SLD nei pilastri in acciaio

2.6 Verifiche dei solai

Il calcolo dei solai di progetto è riportato negli appositi allegati di calcolo contenenti tutte le verifiche di resistenza e deformazione richieste dalle Norme Tecniche. Si rimanda al par. §2.10 per l'individuazione degli allegati di calcolo.

2.7 Verifiche dei collegamenti

Si procede alla verifica della connessione di base dei pilastri in acciaio con la fondazione in c.a.

Tale collegamento è realizzato con tirafondi costituiti da barre filettate B450C e piastre in acciaio S235.

Si prende dal modello di calcolo la sollecitazione agente alla base del pilastro in acciaio maggiormente caricato e se ne verifica il collegamento.

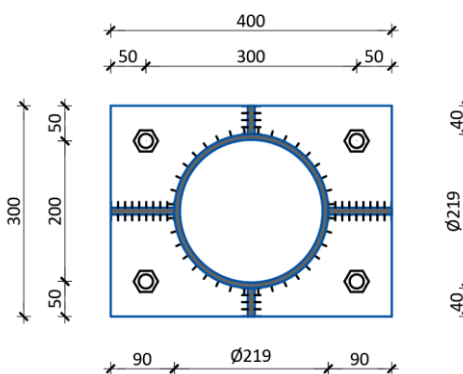


Figura 63 - Dettaglio piastra di base

La piastra ha dimensioni 40x30cm con spessore 12mm e 4 piastre di irrigidimento alla base del pilastro. I tirafondi sono 4 con diametro 20mm posizionati come nell'immagine sopra riportata e gettati con dime di posizionamento.

Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici strutturali.

Si riportano i dati e i risultati delle verifiche eseguite sulla connessione considerando il tirafondo

maggiormente sollecitato:

CALCOLO TIRAFONDO DI BASE				
SOLLECITAZIONI				
N	7750	kg	positivo trazione	
Tx	1200	kg		
Ty	400	kg		
Mx	900	kgm		
My	2260	kgm		
UNIONE BULLONATA				
B450C			CLS	
fyb	4500	kg/cmq	fck	250 kg/cmq
ftb	5400	kg/cmq	Rck	300 kg/cmq
yM2	1,25		yC	1,5
M	20	mm	fctk	25 kg/cmq

d	2	cm		
d0	2,1	cm		
S	30	mm	testa del bullone	
D	28	mm	dado	
dm	2,8	cm		
Ares	2,45	cmq		
nb	4			
e1	5	cm		
e2	5	cm		
p1	30	cm		
p2	20	cm		
PIASTRA S235				
fyk	2350	kg/cmq		
ftk	3600	kg/cmq		
yM2	1,25			
B	30	cm		
H	40	cm		
t	1,2	cm		

VERIFICA AREA PIASTRA				
A	1200	cmq		
Amin	6,60	cmq	VERIFICATO	
VERIFICA SPESSORE PIASTRA				
α	0,5		(ipotesi pressione uniforme pari a 0,5 fck del cls)	
a	5	cm		
M	15,6	kgm		
W	0,24	cm ³		
σ_{max}	6510,42	kg/cmq		
f _{yd}	1880,00	kg/cmq	PROGETTARE IRRIGIDIMENTO-->	
t _{min}	2,23	cm		
IRRIGIDIMENTO PIASTRA				
n.	1			
H	10	cm		
tw	1	cm		
M	78,1	kgm		
W	34,35	cm ³		
σ_{max}	227,4052	kg/cmq		
f _{yd}	1880,00	kg/cmq		VERIFICATO
FS	8,27			

VERIFICA COLLEGAMENTO			
<i>SOLLECITAZIONI SINGOLO BULLONE MAGGIORMENTE SOLLECITATO</i>			
Traz_Ed	7954 kg		
V_Ed	316 kg		
<i>RESISTENZA BULLONE A TRAZIONE</i>			
Ft,Rd	9526 kg		
FS	1,20		VERIFICATO
<i>VERIFICA PIASTRA A PUNZONAMENTO</i>			
BpRd	18240 kg		
FS	2,29		VERIFICATO
<i>RESISTENZA BULLONE A TAGLIO</i>			
FV,Rd	5292 kg		
FS	16,73		VERIFICATO
<i>VERIFICA PIASTRA A RIFOLLAMENTO</i>			
α	0,7937		
k	2,5		
Fb,Rd	6857		
FS	21,68		VERIFICATO
<i>INTERAZIONE TAGLIO-TRAZIONE</i>			
FS	0,66	<	1 VERIFICATO
<i>VERIFICA PROFONDITA' DI ANCORAGGIO</i>			
η	1		
fbd	37,50 kg/cmq		
I_0	60 cm		
UNCINO	si	(20d)	
I_0equiv	100 cm		
Tres	23561,9 kg		
FS	2,47		VERIFICATO

2.8 Verifica giunto sismico

È prevista la realizzazione di un giunto strutturale di ampiezza minima pari a 5cm tra la scuola dell'infanzia e l'asilo nido (US 1 e US 2).

La normativa al paragrafo 7.2.1 della [1] dice che la distanza tra due punti di costruzioni che si fronteggiano deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV dall'analisi.

Il punto in cui si effettua la verifica è quello più gravoso, corrispondente alla zona di porticato, suddivisa in due porzioni dal giunto, avente l'altezza massima del fabbricato, pari a circa 7m.

Si ricava che, nella peggiore delle combinazioni sismiche SLV con sisma agente in direzione perpendicolare al giunto sismico, si hanno i seguenti spostamenti orizzontali massimi :

$$US1 : d_{max,US1} = 1,77\text{cm}$$

$$US2 : d_{max,US2} = 0,93\text{cm}$$

$$d_{min,giunto} > d_{max,US1} + d_{max,US2} = 2,70\text{cm}$$

Inoltre, la normativa al paragrafo 7.2.1 della [1] dice che la distanza tra due punti di costruzioni che si fronteggiano non potrà in ogni caso essere inferiore a:

$$d_{max} = \frac{1}{100} H \cdot \frac{2 a_g S}{g} = 7 \text{ cm} \cdot 0,592 = 4,14 \text{ cm}$$

L'ampiezza del giunto progettato quindi è in grado di garantire l'efficacia del giunto sismico, capace di isolare le due unità strutturali tra loro, scongiurando fenomeni di martellamento.

2.9 Verifica elementi non strutturali

Come illustrato al par. 5i, trattandosi di edificio in classe d'uso III, si rendono necessarie le verifiche di stabilità allo SLV per gli elementi non strutturali e gli impianti e le verifiche di funzionalità allo SLO per gli impianti.

In fase esecutiva si raccomanda di approfondire con adeguata verifica sismica ogni singola situazione legata alle pareti di tamponamento, ai soffitti appesi, alle fonti di illuminazione e alle strutture di sostegno degli impianti, nonché a opere o apparecchiature accessorie, quali condutture o macchinari.

Per ognuno di essi è necessario valutare l'accelerazione dell'edificio al livello dell'elemento non strutturale, che dipende dall'effetto "filtro" che la struttura ha sulla scossa ricevuta al suolo, considerando l'amplificazione dinamica attraverso il comportamento di vibrazione e le caratteristiche di smorzamento e dissipazione di energia degli elementi.

A meno di casi eccezionali, è possibile semplificare tale passaggio mediante l'utilizzo del metodo della forza statica equivalente, individuando la domanda sismica come illustrata al paragrafo 7.2.3 della [1], ovvero :

$$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a \quad [7.2.1]$$

dove :

- S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che può essere individuata facendo riferimento a documenti di comprovata validità oppure secondo quanto previsto nel paragrafo C7.2.3 della [2] ;
- W_a è il peso dell'elemento accelerato;
- q_a è il fattore di comportamento, pari a 1 o 2 a seconda del tipo di elemento non strutturale, come indicato nella Tab. C7.2.I della [2] :

Tabella C7.2.I - Valori di q_a per elementi non strutturali

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

Per gli elementi di tamponatura dovrà risultare soddisfatta la verifica fuori piano. Per le pareti di cartongesso di progetto, bisognerà prevedere un passo e una sezione dei montanti tali da avere una capacità resistente maggiore della domanda dovuta all'azione sismica agente. Alla stessa maniera si

dimensioneranno i fissaggi alla struttura portante principale.

Per gli elementi di controsoffittatura, vista l'impossibilità di eliminare il moto orizzontale, bisogna evitare che eccessivi spostamenti portino al crollo dei pannelli o peggio degli elementi incassati. Si preveda un'opportuna controventatura, creando un perimetro elastico agli angolari, per permettere dei movimenti di assestamento al fine di evitare concentrazioni localizzate di sforzi. Si verifichi quindi che lo sforzo nei ganci di testa e nei vari fissaggi sia inferiore alla capacità degli stessi.

Per la sicurezza del controsoffitto è necessario anche rendere autoportanti le lampade da incasso, dotandole di una propria controventatura indipendente, e limitare le strutture passanti attraverso il componente (come proiettori e video) al fine di ridurre fenomeni di martellamento causati da oscillazione a pendolo di intensità diverse.

Per quel che riguarda gli impianti devono essere rispettate le prescrizioni del par. 7.2.4 della [1]. Come precisato dalla norma, il produttore sarà responsabile della progettazione antisismica degli stessi, l'installatore sarà responsabile della progettazione antisismica degli elementi di alimentazione e collegamento, mentre il progettista strutturale si occuperà di valutare la domanda sismica corrispondente ai diversi stati limite e di considerare le azioni agenti sugli elementi strutturali e non strutturali dovute alla presenza degli impianti e dei relativi collegamenti.

In ogni caso anche per gli impianti sarà necessario predisporre sistemi di connessione alla struttura adeguati al relativo carico sismico da sopportare e sistemi di controventature nelle due direzioni per limitarne al minimo il rischio di rottura in caso di evento sismico.

Si riporta di seguito un esempio di calcolo svolto sulle pareti di tamponatura in cartongesso dell'edificio in questione, con dimensionamento dei montanti a cui si fissano le lastre di cartongesso :

Data la geometria della parete si considera:

altezza dell'elemento $l = 3 \text{ m}$
 interasse fra i montanti $i = 100 \text{ cm}$
 peso proprio della parete $p = 100 \text{ kg/mq}$

In merito all'azione sismica invece, con riferimento a quanto previsto nel paragrafo C7.2.3 della [2] per costruzioni con struttura a telai si calcola l'azione sull'elemento non strutturale :

$$S_a(T_a) = \begin{cases} \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[\frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - \frac{T_a}{aT_1}\right)^2} \right] \geq \alpha S & \text{per } T_a < aT_1 \\ \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) a_p & \text{per } aT_1 \leq T_a < bT_1 \\ \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[\frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - \frac{T_a}{bT_1}\right)^2} \right] \geq \alpha S & \text{per } T_a \geq bT_1 \end{cases} \quad [C7.2.11]$$

dove i valori del periodo fondamentale di vibrazione della struttura sono stati presi dall'analisi complessiva sul fabbricato e sono pari a :

SISMA DIREZIONE X : $T_{1x} = 0,23 \text{ s}$

SISMA DIREZIONE y : $T_{1y} = 0,21 \text{ s}$

Da cui risulta

$$S_a (T_a) = 1,796$$

Considerando, come già illustrato, un fattore di struttura $q_a = 2$ la forza F_a agente sul singolo montante risulta quindi:

$$F_a = (S_a W_a) / q_a = [S_a \cdot (p \cdot i)] / q_a = 1,796 \cdot (100 \cdot 1) / 2 = 89,90 \text{ kg/m}$$

Considerando uno schema appoggio - appoggio con carico distribuito si avrà quindi:

$$T_{\max} = F_a l / 2 = 89,90 \cdot 3 / 2 = 134,7 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = F_a l^2 / 8 = 89,90 \cdot 3^2 / 8 = 101,0 \text{ kgm}$$

La verifica del profilo (considerando profili e fornisce quindi:

$$W_{\min} = M_{\max} \gamma_M / f_{yk} = 10100 \cdot 1,05 / 3000 \approx 3,54 \text{ cm}^3$$

Da cui, per esempio, l'utilizzo di un **profilo C 100/50 sp. 0,8 mm** avente W circa pari a $5,6 \text{ cm}^3$ nel piano di utilizzo, o di altro profilo di caratteristiche analoghe o superiori.

La fornitura degli elementi posti in opera dovrà comunque essere completa di idonea relazione tecnica contenente le specifiche di montaggio e le verifiche strutturali previste dalle norme; tale relazione dovrà essere consegnata al direttore lavori per accettazione e controllo della rispondenza con quanto sopra esposto.

2.10 Allegati

Per quanto attiene alle risultanze della modellazione nello stato di progetto ed agli esiti delle verifiche sopra richiamate, si rimanda agli allegati:

		Stampa cartacea	Formato Digitale
• Nolian - Dati e Risultati Analisi US1	Dati e risultati dell'analisi statica e sismica svolta US1		✓
• EasyBeam - Dati e verifiche Pilastrini US1	Dati degli elementi verificati e dettagli delle verifiche sui pilastrini US1		✓
• EasyBeam - Dati e verifiche Travi US1	Dati degli elementi verificati e dettagli delle verifiche sulle travi US1		✓
• EasyBeam - Dati e verifiche Fondazioni US1	Dati degli elementi verificati e dettagli delle verifiche sulle travi di fondazione US1		✓
• EasySteel - Dati e verifiche Pilastrini US1	Dati degli elementi verificati e dettagli delle verifiche sui pilastrini in acciaio US1		✓
• Nolian - Dati e Risultati Analisi US2	Dati e risultati dell'analisi statica e sismica svolta US2		✓
• EasyBeam - Dati e verifiche Pilastrini US2	Dati degli elementi verificati e dettagli delle verifiche sui pilastrini US2		✓
• EasyBeam - Dati e verifiche Travi US2	Dati degli elementi verificati e dettagli delle verifiche sulle travi US2		✓

• EasyBeam - Dati e verifiche Fondazioni US2	Dati degli elementi verificati e dettagli delle verifiche sulle travi di fondazione US2	✓
• EasySteel - Dati e verifiche Pilastri US2	Dati degli elementi verificati e dettagli delle verifiche sui pilastri in acciaio US2	✓
• Solai misti legno-clc	Dati degli elementi verificati e dettagli delle verifiche sui solai in legno-clc	✓
• Solaio in lastre predalles bidirezionale US1	Dati degli elementi verificati e dettagli delle verifiche sui solai in lastre predalles bidirezionali	✓
• Solaio in lastre predalles bidirezionale US2	Dati degli elementi verificati e dettagli delle verifiche sui solai in lastre predalles bidirezionali	✓

3. Relazione sui materiali

3.1 Elenco delle lavorazioni principali previste

Per la realizzazione degli interventi progettati sono previste le seguenti lavorazioni per le quali vengono di seguito riportate le caratteristiche dei materiali, nonché i valori di calcolo adottati.

Gruppo	Lavorazione	Descrizione sintetica
1	Strutture in calcestruzzo armato strutturale	Fondazioni, pilastri, travi e solai
2	Strutture in acciaio	Pilastri perimetrali e struttura metallica locale impianti
3	Strutture in legno	Travetti solaio misto

3.2 Elenco dei materiali impiegati

Nell'esecuzione delle opere in oggetto, sono adottate e prescritte le seguenti classi di resistenza per i materiali da impiegarsi nella realizzazione.

Per il calcestruzzo vengono specificati i valori di copriferro e le prescrizioni sul materiale in funzione della classe di esposizione e della tipologia di elemento strutturale.

Nuovi materiali in opera

Gruppo	ID Mat	Materiale	Descrizione	Classe
1	1	Calcestruzzo	Per magrone di sottofondo	C15/15 X0
1	2	Calcestruzzo	Per strutture di fondazione	C25/30 XC2
1	3	Calcestruzzo	Per strutture in elevazione (pilastri, travi e solette di solaio)	C28/35 XC1
1	4	Acciaio da c.a.	Ad aderenza migliorata per armature e tirafondi	B 450 C
2	5	Acciaio da carpenteria	Per profili e piatti	S275
2	6	Bulloni e dadi meccanici	Per connessioni tra elementi in acciaio	C8.8
2	7	Barre filettate	per tirafondi	B450C
3	8	Legno strutturale	Legno lamellare incollato	GI24h

Prescrizioni Calcestruzzo

- STRUTTURE DI SOTTOFONDAZIONE

Classe

C12/15

Classe di esposizione

X0 secondo UNI EN 206

- STRUTTURE DI FONDAZIONE

Classe	<u>C25/30</u>
Classe di esposizione	<u>XC2</u> secondo UNI EN 206
Classe di consistenza	<u>S4</u>
Diametro max inerti	<u>20</u> mm
Massimo rapporto a/c	<u>0,6</u>
Copriferro minimo	<u>35</u> mm

- STRUTTURE DI ELEVAZIONE

Classe	<u>C28/35</u>
Classe di esposizione	<u>XC1</u> secondo UNI EN 206
Classe di consistenza	<u>S4</u>
Diametro max inerti	<u>20</u> mm
Massimo rapporto a/c	<u>0,6</u>
Copriferro minimo	<u>35</u> mm

- STRUTTURE DI IMPALCATO

Classe	<u>C28/35</u>
Classe di esposizione	<u>XC1</u> secondo UNI EN 206
Classe di consistenza	<u>S4</u>
Diametro max inerti	<u>20</u> mm
Massimo rapporto a/c	<u>0,6</u>
Copriferro minimo	<u>30</u> mm

3.3 Valori di calcolo

Nella verifica degli elementi e nella caratterizzazione dei materiali all'interno del modello, sono stati assunti i seguenti valori di calcolo per i materiali sopra elencati:

Valori di calcolo per i nuovi materiali in opera

ID Mat	Materiale	Valori di calcolo [N/mm ²]
2	Calcestruzzo ordinario C25/30	R _{ck} = 30 f _{ck} = 25 E = 31476
3	Calcestruzzo ordinario C28/35	R _{ck} = 35 f _{ck} = 28 E = 33231
4	Acciaio da c.a. ad aderenza migliorata B 450 C	f _{yk} = 450 f _{tk} = 540
5	Acciaio da carpenteria S275	f _{yk} = 275 f _{tk} = 430
6	Bulloni e dadi C8.8	f _{yk} = 640 f _{tk} = 800
7	Barre filettate B 450 C	f _{yk} = 450 f _{tk} = 540
8	Legno strutturale GI24h	f _{m,g,k} = 24 f _{t,0,g,k} = 16,5 f _{c,0,g,k} = 24 E _{0,g,mean} = 11600

3.4 Altre prescrizioni sui materiali

In generale e per qualsiasi tipo di materiale impiegato a fini strutturali, tutti i materiali dovranno essere conformi alle indicazioni e prescrizioni di cui al capitolo 11 delle Norme Tecniche 17/01/2018 [1], ovvero identificati e qualificati (con marcatura CE o attestati di qualificazione) rispondenti alle norme UNI EN laddove citate ed accettati dal Direttore dei Lavori mediante l'acquisizione dei documenti idonei ovvero con prove sperimentali con modalità definite al medesimo capitolo 11, ai fini di garantire le prescrizioni progettuali.

Per quanto possibile, tenuto conto dei tempi di attuazione della norma vigente dal 1 luglio 2013, si dovrà rispettare anche quanto previsto dal regolamento (UE) n° 305/2011 del 09 marzo 2011 "... condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione in abrogazione alla direttiva 89/106/CEE ..." che prevede che ogni materiale strutturale immesso sul mercato sia accompagnato da una "dichiarazione di prestazione" del produttore, in relazione alle caratteristiche essenziali in conformità alle pertinenti specifiche tecniche armonizzate.

In ogni caso, dovranno essere forniti a corredo dei certificati e/o degli attestati i documenti di trasporto (DDT) utili a verificare la corrispondenza fra i materiali di cui si produce certificazione e quelli

effettivamente utilizzati in sito e consentire la tracciabilità dei prodotti dal produttore al cantiere finale.

Modena, data della firma digitale

Il progettista
delle opere strutturali
Naldi Ing. Filippo
(f.to digitalmente)
