

Committente



PROVINCIA REGGIO EMILIA
SERVIZIO UNITA' SPECIALE PER L'EDILIZIA
SCOLASTICA E LA SISMICA
Corso Garibaldi, 59 - 42121 Reggio Emilia
Il dirigente del Servizio: Ing. Daniele Pecorini
Responsabile Unico del Procedimento: Arch. Ilaria Martini

Oggetto

REALIZZAZIONE DELLA NUOVA SEDE DELL'ISTITUTO S. D'ARZO - 2° Stralcio

NEL COMUNE DI SANT'ILARIO D'ENZA (RE)

"Finanziato dall'Unione europea - NextGenerationEU"

Fase

PROGETTO DEFINITIVO

Progettisti
Madataria:



Progettazione Architettonica

Arch. Mauro Nasl
Arch. Giulio Zanni
Arch. Enrico Fontanili

Team Progettazione

Arch. Ernesto Nappi (collaboratore - giovane professionista)

Progetto Antincendio

Ing. Letizia Gilardi
Arch. Aniello Tafuro

Progetto Strutturale

Ing. Alberto Calza
Ing. Andrea Rossi (collaboratore)

Progetto Impianti Meccanici - Idraulici

Ing. Letizia Gilardi
Ing. Carlotta Pivetti (collaboratore)
Ing. Alessia Sgarbanti (collaboratore)

Progetto Impianti Elettrici / Speciali

Ing. Paolo Genta

Coordinatore Sicurezza in Fase di Progettazione

Arch. Aniello Tafuro

Mandanti:



centro cooperativo di progettazione sc
architettura, ingegneria, urbanistica

Geologo

Roberto Farioli

Timbri e Firme

Progettazione Architettonica

Team Progettazione

Progetto Antincendio

Progetto Strutturale

Progetto Impianti Meccanici - Idraulici

Progetto Impianti Elettrici / Speciali

Coordinatore Sicurezza in Fase di Progettazione

00		EMISSIONE	BRC, RSSA	CLZ, RSSA	CLZ	CLZ
Aggior.	Data	Descrizione motivo della revisione	Disegno	Progettato	Verificato	Approvato

Titolo

PROGETTO STRUTTURALE
Relazione sulle Strutture

Numero tavola

3318

D.ST.00.01

Pratica

3318

Data

ottobre 2021

Scala

/

INDICE

1	PREMESSA	2
2	DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE STRUTTURALI	3
2.1	CORPO "AULE SCOLASTICHE"	4
3	PRESTAZIONI ATTESE	5
3.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3.2	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA	6
3.3	VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	7
3.4	DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI VARIABILI DOVUTI ALLE AZIONI ANTROPICHE	8
3.5	PARAMETRI GEOTECNICI	10
3.6	AZIONI AMBIENTALI E NATURALI	10
3.6.1	AZIONI DELLA NEVE	10
3.6.2	AZIONI DEL VENTO	14
3.6.3	AZIONI TERMICA SULL'EDIFICIO	20
3.6.4	AZIONE SISMICA	20
3.7	DURABILITA'	34
3.8	PROTEZIONE AL FUOCO	34
3.9	MATERIALI STRUTTURALI	35
3.9.1	ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE	36
4	CODICI DI CALCOLO	38
4.1	CARATTERISTICHE DEL PROGRAMMA DI MODELLAZIONE ADOTTATO: CMP	38
4.2	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL SOLUTORE ADOTTATO: XFINEST.	39
4.3	CAPACITÀ DI ANALISI E AFFIDABILITÀ DI XFINEST.	39
5	ANALISI DEI CARICHI	41
6	SCHEMATIZZAZIONE E MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE	44
6.1	SCHEMATIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOMETRIA E VINCOLI	44
6.2	SCHEMATIZZAZIONE DEI CARICHI	45
7	VERIFICHE	54
7.1	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI IN CARPENTERIA METALLICA	54

1 PREMESSA

L'area individuata per l'ampliamento del nuovo Istituto Superiore "S. d'Arzo", indirizzo grafico, è situata nella parte nord del centro abitato di Sant'Ilario d'Enza, nelle immediate vicinanze della stazione ferroviaria, accessibile dalle vie Gramsci e Togliatti.

L'ampliamento dell'Istituto Superiore consiste nella realizzazione di un nuovo ed autonomo edificio rispetto a quello attualmente in funzione, sito sempre a Sant'Ilario d'Enza, nella centrale via Roma e che, ad oggi, presenta problemi di fruibilità degli spazi tali da non ritenere economicamente conveniente un suo adeguamento funzionale e strutturale.

L'area ha un'estensione complessiva di 8.500 mq ed è catastalmente individuata al foglio 6 mappali n. 419, 422, 426 e foglio 2 mappale n.364. Ad oggi si presenta in parte come area industriale dismessa e in parte come area verde mai urbanizzata.

L'area è stata bonificata dall'amianto e messa in sicurezza dalla precedente proprietà mediante la demolizione dei vecchi fabbricati industriali fatiscenti.

La presente relazione ha per oggetto la progettazione strutturale definitiva dell'edificio in ampliamento del Nuovo Polo Scolastico dell'Istituto Superiore Silvio D'Arzo di via Gramsci e Via Togliatti nel comune di S. Ilario (RE).

L'area oggetto di intervento è ubicata in un lotto di recupero da attività industriale in adiacenza alla Stazione Ferroviaria.

Nella relazione seguente vengono illustrate le caratteristiche salienti delle strutture, evidenziando i criteri che hanno portato alla loro definizione, e sono identificati i requisiti imposti alle strutture e lo standard prestazionale adottato.

2 DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE STRUTTURALI

L'opera prevede, nel suo complesso la realizzazione di un corpo di fabbrica strutturalmente indipendente suddiviso in due stralci progettuali esecutivi.

Lo Stralcio 1, comprende la progettazione edile e strutturale dell'intero complesso eccetto le finiture edili del secondo piano e della scala metallica interna appartenente allo stralcio 2.

Questa relazione riguarda appunto quest'ultima (stralcio 2). La scala metallica in oggetto, essendo inserita ed ancorata al resto della struttura è stata modellata insieme al resto nel modello strutturale descritto nello stralcio 1.

Il sito di realizzazione della struttura è prevalentemente pianeggiante. Per una più accurata descrizione delle caratteristiche dell'area di edificazione si rimanda alla relazione geologica allegata al presente progetto.

Per la progettazione strutturale dell'intervento è stata incaricata la Cooperativa Architetti Ingegneri Progettazione. Progettista strutturale è l'Ing. Alberto Calza iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Reggio Emilia al n. 1000 dell'Albo professionale, in qualità di Socio dello studio di progettazione CAIREPRO con sede a Reggio Emilia in via Meuccio Ruini n°6.

Per la progettazione architettonica esecutiva dell'intervento è stata incaricata la Cooperativa Architetti Ingegneri Progettazione. Progettista architettonico è l'Arch. Enrico Fontanili iscritto all'Ordine degli Architetti della Provincia di Reggio Emilia al n. 686 dell'Albo professionale, in qualità di Socio dello studio di progettazione CAIREPRO con sede a Reggio Emilia in via Meuccio Ruini n°6.

Le strutture sono state progettate secondo la Normativa Tecnica per le strutture D.M.14/01/2018.

Si riassumono in breve le caratteristiche principali che caratterizzano le prestazioni attese della struttura:

- la Classe d'Uso come definita nel seguito è di tipo III (costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi);
- i sovraccarichi variabili previsti saranno in generale di categoria C (ambienti suscettibili di affollamento);
- si considera la struttura di tipo dissipativo;
- l'edificio è stato progettato secondo il criterio della gerarchia delle resistenze;
- la struttura è in classe di bassa duttilità CD"B";
- Il terreno è classificato di categoria "C"

- In fondazione le azioni sono state calcolate secondo l'Approccio 2;
- le strutture avranno resistenza al fuoco R60.

2.1 CORPO "Aule scolastiche"

Il corpo denominato **Aule scolastiche** è costituito da un unico sistema strutturale privo di soluzione di continuità sia in fondazione che in elevazione. In esso sono accolte attività fondamentali riguardanti l'insegnamento scolastico aule e locali di servizio all'attività didattica. Per esso è stato adottato un sistema di protezione nei confronti dell'azione sismica che dia le necessarie garanzie di successo sia in termini di **Salvaguardia della Vita** che di **Danno** a seguito di un eventuale evento sismico.

Ai sensi dell'ultima ridefinizione delle azioni sismiche di progetto avvenuta con il DM 14.01.2018, l'edificio sorge attualmente in zona 3 quindi a bassa sismicità.

Considerato che la struttura da realizzare è fra quelle che, in occasione di eventi sismici, devono garantire la massima sicurezza perché **rilevanti** in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso, si fa ricorso ad una **progettazione sismica** con **controllo della gerarchia di resistenza** per **classe di duttilità B**.

L'edificio isolato si estende tra il filo 1 ed il filo 15 in direzione Ovest-Est mentre è compreso tra i fili A ed G in direzione Nord-Sud; le dimensioni globali massime fra gli interassi delle colonne sono di 48.0m x 26.0m, è costituito da 3 impalcati in lastre tralicciate alleggerite di spessore tot 40 cm. Il sistema portante verticale principale è costituito da telai orditi in due direzioni ortogonali composti da pilastri in c.a. di dimensioni 60x60cm e 50x60cm, travi ricalate alte 65cm e larghezza 50/40cm. È stata rispettata la maglia strutturale di 4m x 8m/10m per l'intera dimensione dell'edificio.

Tutti gli elementi sono pensati gettati in opera tramite l'utilizzo, per quanto riguarda gli impalcati, di sistemi industrializzati di casseri in c.c.a. tralicciati ad armatura lenta che permettono una elevata velocità esecutiva e quindi tempi ristretti di realizzazione, evitando l'onere della cassetteria.

Tali solai tralicciati verranno progettati e dimensionati in fase esecutiva.

I gruppi di salita sono costituiti da due corpi scala ed un nucleo ascensore interno. La scala principale, vicino all'ingresso, è a struttura in acciaio e gradini e pianerottoli prefabbricati in calcestruzzo (scala1), mentre la scala a prova di fumo (scala2) è in solette e pianerottoli in calcestruzzo.

La prima scala, in acciaio, fa parte del 2° stralcio (oggetto della presente relazione).

La struttura portante dei corpi scala e ascensore è sempre a travi e pilastri e vede l'introduzione di giunti sismici tra le rampe scala ed i pianerottoli per evitare l'interferenza dinamica di tali corpi con le strutture intelaiate dell'edificio. Il vano ascensore è tamponato con una struttura a secco di adeguate caratteristiche di resistenza al fuoco, le guide degli ascensori sono previste ancorate esclusivamente alle travi di piano. Il sistema sismo resistente è dunque affidato per intero al telaio spaziale formato da pilastri e travi.

La fossa dell'ascensore è da dimensionare in fase esecutiva, sulla base della tipologia e modello di ascensore adottato.

Le fondazioni sono costituite da un reticolo di travi rovesce opportunamente dimensionate per accogliere le azioni sismiche e statiche della sovrastruttura e trasferirle nel modo più uniforme possibile al terreno. Il letto di posa delle fondazioni sarà, in fase di esecuzione, posizionato all'effettiva interfaccia con gli strati ghiaiosi stimati presenti, grazie all'esecuzione delle prove CPT ed ai sondaggi a rotazione, alla profondità di circa 1.2/1.7m dal piano di campagna; eventualmente potrà essere necessario l'inserimento di uno strato di spessore opportuno di c.l.s. magro per il raggiungimento di tale interfaccia.

L'edificio è dotato quindi di un vespaio costituito da soletta sostenuta da "igloo" formante una intercapedine di areazione opportunamente messa in comunicazione con l'esterno.

3 PRESTAZIONI ATTESE

3.1 Normativa di riferimento

La progettazione ed il calcolo delle opere in esame sono state condotte nel rispetto delle norme vigenti, ed in particolare:

Legge 5 novembre 1971, n° 1086:

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e a struttura metallica"

Legge 2 febbraio 1974, n°64:

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

Circ. LL.PP. 14 febbraio 1974 n° 11951

"Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica" – Istruzioni per l'applicazione.

Circ. LL.PP. 23 ottobre 1979 n° 19777

Competenza Amministrativa per la Legge 5.11.1971 n° 1086 e Legge 2.2.1974 n° 64.

D.M. 17 gennaio 2018

Norme tecniche per le costruzioni. (GU n. 8 del 20-2-2018 - Suppl. Ordinario n.42)

(di seguito NTC 2018)

Circolare 21 gennaio 2019: n° 7

Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. (GU n. 5 del 11-2-2019 - Suppl. Ordinario n.35)

D.M. 16 febbraio 2007:

“Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione”

Per quanto non diversamente indicato nelle NTC 2018 si fa riferimento a normative di comprovata validità: EUROCODICI

3.2 Valutazione della sicurezza

Si adottano come criteri di verifica della sicurezza nei riguardi della resistenza, dei fenomeni di instabilità locale e di assieme, di fatica, di degrado e di perdita di funzionalità, quelli contenuti nelle norme tecniche di cui al decreto D.M. 17 gennaio 2018: “Norme tecniche per le costruzioni”.

Per la valutazione della sicurezza della struttura in oggetto si adotta il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite, basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, che sono applicabili nella generalità dei casi.

Secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra “capacità di prestazione” della struttura e “richiesta di prestazione” dovuta alle diverse azioni.

La resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{kj} rispettivamente, definiti come i frattili inferiori delle capacità (per il seguito denominate generalmente resistenze) e i frattili (superiori o inferiori) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere i frattili sono assunti pari al 5%.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si ottiene con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza, espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

Dove:

- R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori $R_{di} = R_{ki}/\gamma_{Mi}$ della resistenza dei materiali ed ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;
- E_d è l'azione o l'effetto delle azioni di progetto, valutato in base ai valori delle azioni combinate come indicato in § 2.5.3 ed ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate.

I coefficienti parziali di sicurezza, associati rispettivamente al materiale i-esimo ed all'azione j-esima, coprono la variabilità aleatoria delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche ed alla affidabilità del modello di calcolo.

Le opere saranno verificate:

- per gli stati limite ultimi che possono verificarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- per gli stati limite di esercizio, definiti in relazione alle prestazioni attese.

3.3 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

Ai fini delle verifiche di sicurezza, in relazione alla valutazione del livello delle azioni elementari cui la struttura deve essere considerata soggetta, occorre definire la vita nominale della costruzione V_N , intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Per la costruzione in oggetto si adotta, in accordo con la committenza, una vita nominale $V_N = 50$ anni (Tabella 2.4.I delle NTC 2018).

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diverse tipologie di struttura nei riguardi della durabilità

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Strutture provvisorie – Strutture in fase costruttiva	10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono poi suddivise in classi d'uso.

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

La Classe d'uso della struttura in oggetto è la **Classe III** (§ 2.4.2 delle NTC 2018), cui è associato un **coefficiente d'uso $C_U = 1.5$** (Tab.2.4.II delle NTC 2018).

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

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

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un **periodo di riferimento V_R** che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U , dunque **$V_R = 75$ anni**.

3.4 Destinazione d'uso e sovraccarichi variabili dovuti alle azioni antropiche

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si farà riferimento alla seguente tabella tratta delle NTC 2018 in funzione della destinazione d'uso.

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

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

In particolare, le categorie di riferimento dell'edificio oggetto della progettazione prese in considerazione sono le seguenti:

C relativamente agli **ambienti suscettibili di affollamento**.

C1 Scuole, ...

Scale comuni, ...

3.5 Parametri geotecnici

Le fondazioni si attestano ad una quota, rispetto al pavimento finito di -175cm, ovvero circa -180cm compreso il magrone.

Le fondazioni si attestano sul primo strato di ghiaia in matrice prevalentemente sabbiosa e rari livelli sabbiosi, secondo la Relazione Geotecnica. In accordo con questo documento si utilizza per le verifiche un angolo di attrito pari a $\phi' = 40^\circ$.

3.6 Azioni ambientali e naturali

Si illustrano le azioni agenti su tutto l'edificio e non solo direttamente sulla scala metallica.

3.6.1 AZIONI DELLA NEVE

L'azione della Neve sulla struttura viene determinata facendo riferimento ai seguenti parametri definiti secondo il paragrafo 3.4 delle NTC2018

Comune: S. Ilario (RE)

Zona: I mediterranea

Altitudine: $a_s = 55\text{m}$

$q_{sk} = 1.5 \text{ kN/m}^2$ $q_{sk} = 1.35 \cdot \left[1 + \left(\frac{a_s}{602} \right)^2 \right]$ valore caratteristico del carico di neve al suolo

$c_E = 1$ coefficiente di esposizione

$c_t = 1$ coefficiente termico

$\mu_i = 0.8$ coefficiente di forma ($0 \leq \alpha \leq 30^\circ$) copertura piana

$q_s = 1.20 \text{ kN/m}^2$ $q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot c_E \cdot c_t$ carico di neve in copertura

Sulla copertura in legno

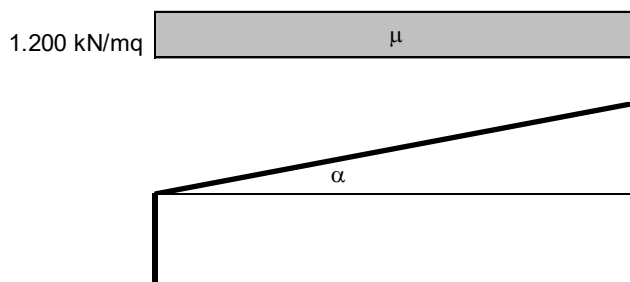
Valore del carico della neve al suolo

q_s (carico della neve al suolo [kN/mq])	1.50
--	------

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

α (inclinazione falda [°])	14
-----------------------------------	----

μ	0.8
-------	-----



Accumulo Neve

Sezione a lato copertura in legno a Nord

Coefficiente di forma (copertura adiacenti o vicine a costruzioni più alte)

b_1 [m]	11
b_2 [m]	8
h [m]	4
α [°]	-14

l_s [m]	8
μ_1	0.8

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

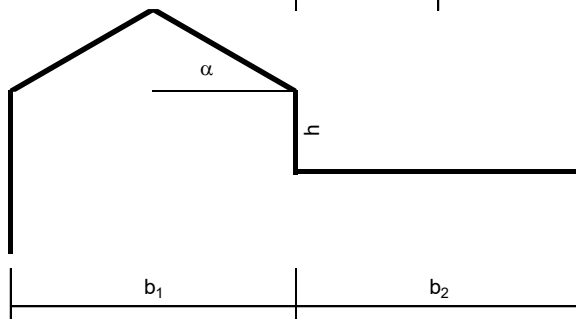
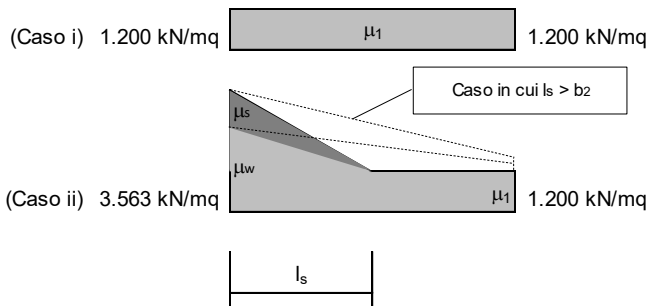
μ_s	0
---------	---

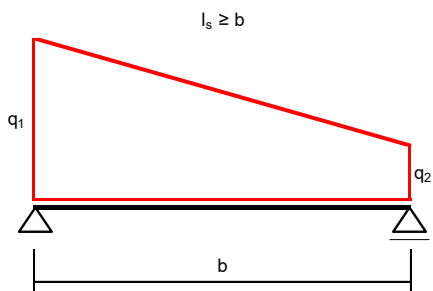
$$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2h \leq \gamma h / q_{sk}$$

$(b_1 + b_2) / 2h$	2.375
$\gamma h / q_{sk}$	5.333
μ_w	2.375

$$(0,8 \leq \mu_w \leq 4,0)$$

μ_2	2.375
---------	-------





$$T_1 = b(2q_1 + q_2)/6$$



$$T_2 = b(q_1 + 2q_2)/6$$

q_1	(kN/mq)	2.000
q_2	(kN/mq)	1.840
b	(m)	1

T_1	(kN/m)	0.973
T_2	(kN/m)	0.947

Sezione a lato copertura in legno a Sud

Coefficiente di forma (copertura adiacenti o vicine a costruzioni più alte)

b_1 [m]	11
b_2 [m]	8
h [m]	1
α [°]	14

l_s [m]	5
μ_1	0.8

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

μ_s	0
---------	---

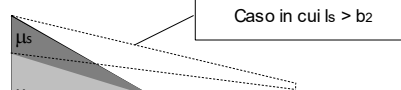
$$\mu_w = (b_1 + b_2)/2h \leq \gamma h/q_{sk}$$

$(b_1 + b_2)/2h$	9.500
$\gamma h/q_{sk}$	1.333
μ_w	1.333

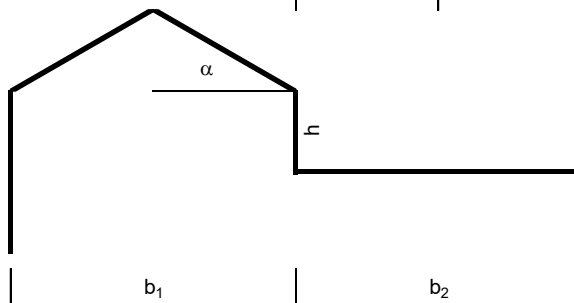
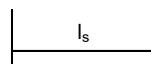
$$(0,8 \leq \mu_w \leq 4,0)$$

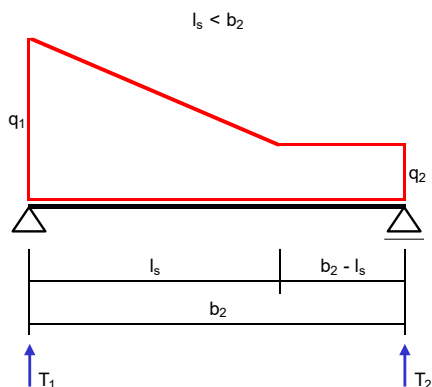
μ_2	1.333
---------	-------

(Caso i) 1.200 kN/mq μ_1 1.200 kN/mq



(Caso ii) 2.000 kN/mq μ_1 1.200 kN/mq





$$T_1 = l_s(q_1 - q_2)(b_2 - l_s/3)/(2b_2) + q_2 b_2/2$$

$$T_2 = l_s(q_1 - q_2)/2 + q_2 b_2 - T_1$$

q_1	(kN/mq)	2.000
q_2	(kN/mq)	1.200
b_2	(m)	8
l_s	(m)	5

T_1	(kN/m)	6.383
T_2	(kN/m)	5.217

Sezione a lato Est e Ovest copertura in legno

Coefficiente di forma (copertura adiacenti o vicine a costruzioni più alte)

b_1 [m]	24
b_2 [m]	12
h [m]	4
α [°]	0

l_s [m]	8
μ_1	0.8

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

μ_s	0
---------	---

$$\mu_w = (b_1 + b_2)/2h \leq \gamma h/q_{sk}$$

$(b_1 + b_2)/2h$	4.500
$\gamma h/q_{sk}$	5.333
μ_w	4.000

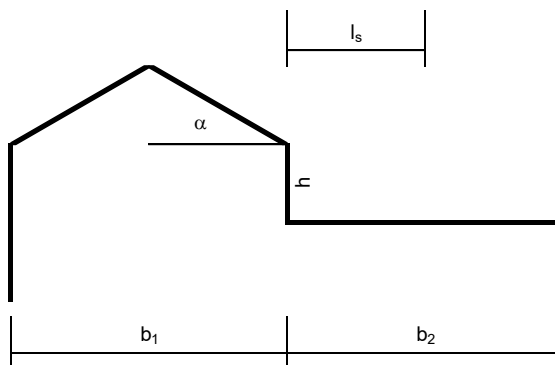
μ_2	4.000
---------	-------

$$(0,8 \leq \mu_w \leq 4,0)$$

(Caso i) 1.200 kN/mq μ_1 1.200 kN/mq

(Caso ii) 6.000 kN/mq μ_1 1.200 kN/mq

Caso in cui $l_s > b_2$



3.6.2 AZIONI DEL VENTO

La pressione del vento sulla struttura viene determinata facendo riferimento ai seguenti parametri definiti secondo il paragrafo 3.3 delle NTC2018

Comune: S. Ilario (RE)

Zona: 2

Classe di rugosità: B

Categoria di esposizione del sito: IV



ZONE 1,2,3,4,5						
	mare	costa	2 km	10 km	30 km	
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	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

Parametri di zona

$v_{b,0} = 25 \text{ m/sec}$

$a_0 = 750 \text{ m}$

$k_a = 0,015$

Altitudine: $a_s = 55 \text{ m}$

$v_b = v_{b,0} = 25 \text{ m/sec}$ valore caratteristico del carico della velocità del vento a 10m dal suolo per $a_s < a_0$

$\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$ densità convenzionale dell'aria

$$q_r = 390.6 \text{ N/m}^2$$

$$q_{sk} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

pressione cinetica di riferimento

parametri per la definizione del coeff. di esposizione

$$k_r = 0,22$$

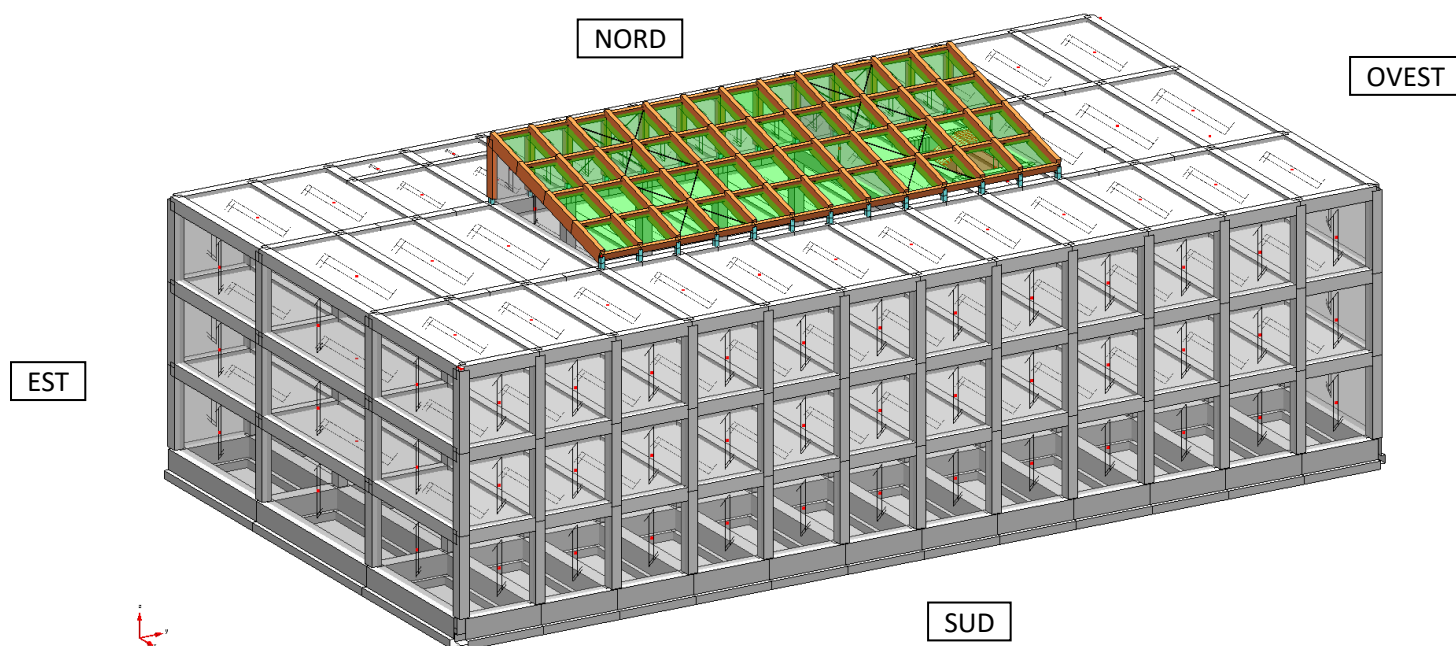
$$z_0 = 0,30 \text{ m}$$

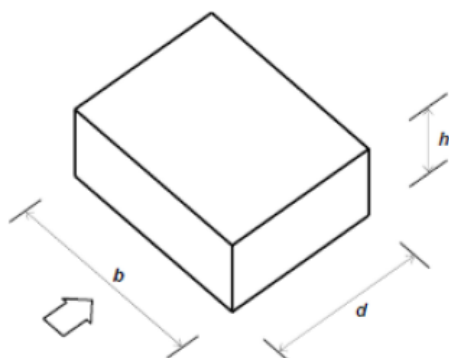
$$z_{\min} = 8 \text{ m}$$

$c_e = 1.634$ coefficiente di esposizione per $z < z_0$

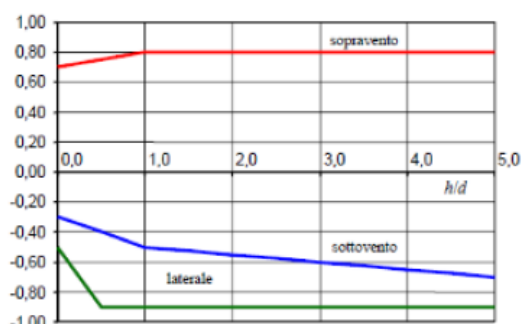
$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \text{ coefficiente di esposizione per } z > z_0$$

$c_d = 1$ coefficiente dinamico





(a)



(b)

a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare,

b) Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravento, sottovento e laterali

Figura C3.3.2

PRESTAZIONI ATTESE

VENTO IN DIREZIONE	Y	X	
b larghezza perpendicolarmente al Vento	26.0	48.0	m
d profondità parallelamente al Vento	48.0	26.0	m
rapporto h/d	0.320	0.590	m
Coefficienti Di PRESSIONE (valore positivi se entranti nell'edificio)	Cp VentoY	Cp VentoX	
Coef. Per facce sopravento			
h/d <= 1 : Cpe = 0.7+0.1*h/d	0.732	0.759	
h/d > 1 : Cpe = 0.8			
Coef. Per facce sottovento			
h/d <= 1 : Cpe = -0.3-0.2*h/d	-0.364	-0.418	
1<= h/d <= 5 : Cpe = -0.5-0.05*(h/d-1)			
Coef. Per facce laterali			
h/d <= 0.5 : Cpe = -0.5-0.8*h/d	-0.756		
h/d > 0.5 : Cpe = -0.9		-0.900	
PRESSIONI P(z) DA APPLICARE Sopravento	Cp VentoX	Cp VentoY	
Rapporto h/b	0.590	0.320	
Tipologia Edificio	BASSO	BASSO	
Per edificio BASSO pressione costante			
Altezza di riferimento Ze	15.35	15.35	m
Coefficiente di esposizione Ce (ze)	2.083	2.083	
Pressione da applicare costante P (ze)	0.596	0.618	KN/mq

Pressioni in copertura

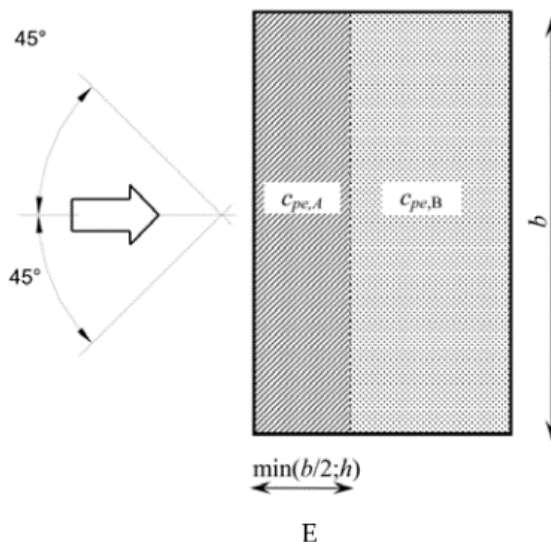


Figura C3.3.5 - Schema di riferimento per coperture piane

Tabella C3.3.III - Edifici rettangolari: c_{pe} per coperture piane.

Fascia sopravento di profondità pari al minimo tra $b/2$ e h :	$c_{pe,A} = -0,80$
Restanti zone	$c_{pe,B} = \pm 0,20$

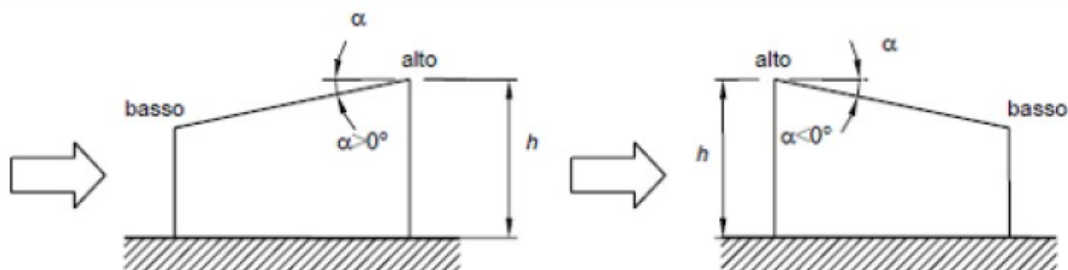


Figura C3.3.7 - Schema di riferimento per coperture a semplice falda

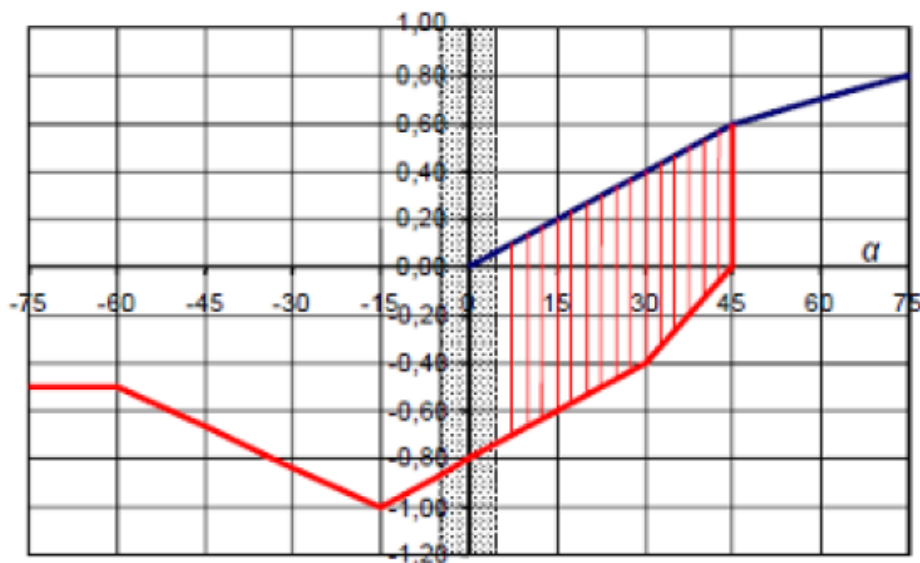


Figura C3.3.8 - Coperture a semplice falda: valori del coefficiente c_{pe} : vento perpendicolare alla direzione del colmo.

Tabella C3.3.V - Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda (α in $^\circ$): vento perpendicolare alla direzione del colmo.

Valori negativi		Valori positivi	
$\alpha \leq -60^\circ$	$c_{pe} = -0,5$	$0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$c_{pe} = + \alpha / 75$
$-60^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$	$c_{pe} = -0,5 - (\alpha + 60) / 90$	$45^\circ \leq \alpha \leq 75^\circ$	$c_{pe} = + 0,6 + (\alpha - 45) / 150$
$-15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$c_{pe} = -1,0 + (\alpha + 15) / 75$		
$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$c_{pe} = -0,4 + (\alpha - 30) / 37,5$		

PER EDIFICIO CHIUSO					COPERTURA PIANA				
	NORD	EST	SUD	OVEST		primi	Cpe,A	oltre	Cpe,B
VENTO X+	0.759	-0.900	-0.418	-0.900	VENTO X+	13 m	-0.8		-0.2
VENTO X-	-0.418	-0.900	0.759	-0.900	VENTO X-	13 m	-0.8		-0.2
VENTO Y+	-0.756	-0.364	-0.900	0.732	VENTO Y+	15.35 m	-0.8		-0.2
VENTO Y-	-0.756	0.732	-0.900	-0.364	VENTO Y-	15.35 m	-0.8		-0.2

COPERTURA A UNA FALDA INCLINATA									
	V-Neg	V-Pos			primi		Cpe,A	oltre	Cpe,B
VENTO X+	-0.987				m				
VENTO X-	-0.613	0.187			m				
VENTO Y+					5 m		-0.8		-0.2
VENTO Y-					5 m		-0.8		-0.2

3.6.3 AZIONI TERMICA SULL'EDIFICIO

Non essendo la temperatura azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente ΔT_u , ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II.

Tab. 3.5.II – Valori di ΔT_u per gli edifici

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15\text{ }^{\circ}\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10\text{ }^{\circ}\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25\text{ }^{\circ}\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15\text{ }^{\circ}\text{C}$

Tale azione è applicata all'intera struttura in elevazione, sono escluse le fondazioni in quanto interrate mantengono una temperatura praticamente costante.

Per la valutazione degli effetti delle azioni termiche, si fa riferimento ai coefficienti di dilatazione termica a temperatura ambiente α_T riportati in Tab. 3.5.III NTC2018.

Tab. 3.5.III - Coefficienti di dilatazione termica a temperatura ambiente

Materiale	$\alpha_T [10^{-6}/^{\circ}\text{C}]$
Alluminio	24
Acciaio da carpenteria	12
Calcestruzzo strutturale	10
Strutture miste acciaio-calcestruzzo	12
Calcestruzzo alleggerito	7
Muratura	$6 \div 10$
Legno (parallelo alle fibre)	5
Legno (ortogonale alle fibre)	$30 \div 70$

3.6.4 AZIONE SISMICA

Nelle più recenti Normative Tecniche si fa riferimento all'analisi modale con spettro di risposta come "analisi di riferimento" per le costruzioni in zona sismica. L'azione di riferimento è convenzionalmente definita in termini di spettro di risposta elastico, per uno smorzamento strutturale prefissato.

La progettazione prestazionale prevede che si mettano in relazione i diversi livelli prestazionali con le corrispettive azioni di riferimento. Si considerano diversi livelli prestazionali corrispondenti rispettivamente alle forze sismiche "di progetto" allo SLU, ed alle forze sismiche allo SLE per il contenimento del danno a seguito di terremoti di minore severità.

Nel modo di procedere attualmente più diffuso, si fa riferimento ai parametri di accelerazione necessari per definire lo spettro di risposta definiti sulla base di curve di pericolosità. Questi parametri di accelerazione, calibrati sulla base della probabilità di eccedenza desiderata e sul tipo di terreno considerato, sono sufficienti per definire uno spettro di risposta definito espressamente allo scopo di svolgere le diverse possibili analisi strutturali e la conseguente progettazione delle strutture.

Nel caso si rendesse necessario usare un'azione sismica definita in maniera differente, per esempio in forma di accelerogramma, essa deve essere di necessità compatibile con lo spettro elastico di risposta di riferimento. Per questo motivo, nel prosieguo si farà riferimento all'azione sismica di riferimento come allo "spettro di risposta di riferimento".

La pericolosità sismica di un sito sul territorio nazionale è caratterizzata dalle seguenti quantità definite convenzionalmente per un sottosuolo rigido (Tipo A) ed una superficie topografica orizzontale (Tipo T1):

a_g = accelerazione massima al sito;

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

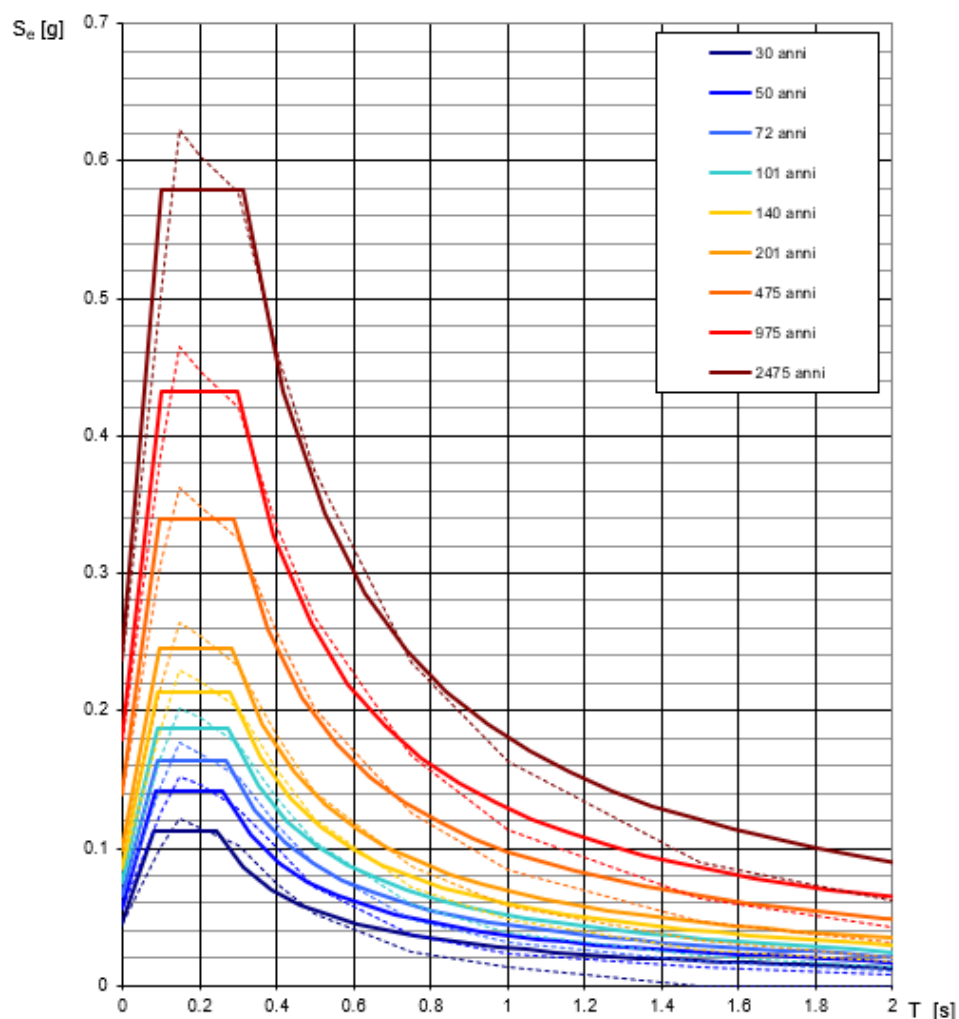
Le coordinate geografiche del sito in oggetto sono le seguenti:

Longitudine: 10°.450153

Latitudine: 44°.766046

I valori dei parametri sismici sono riportati nelle seguenti tabelle e grafici per i 9 periodi di ritorno T_R della pericolosità nazionale di riferimento. Per determinare questi parametri si utilizza un'interpolazione spaziale basata sulla teoria delle superfici rigate.

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento



NOTA:

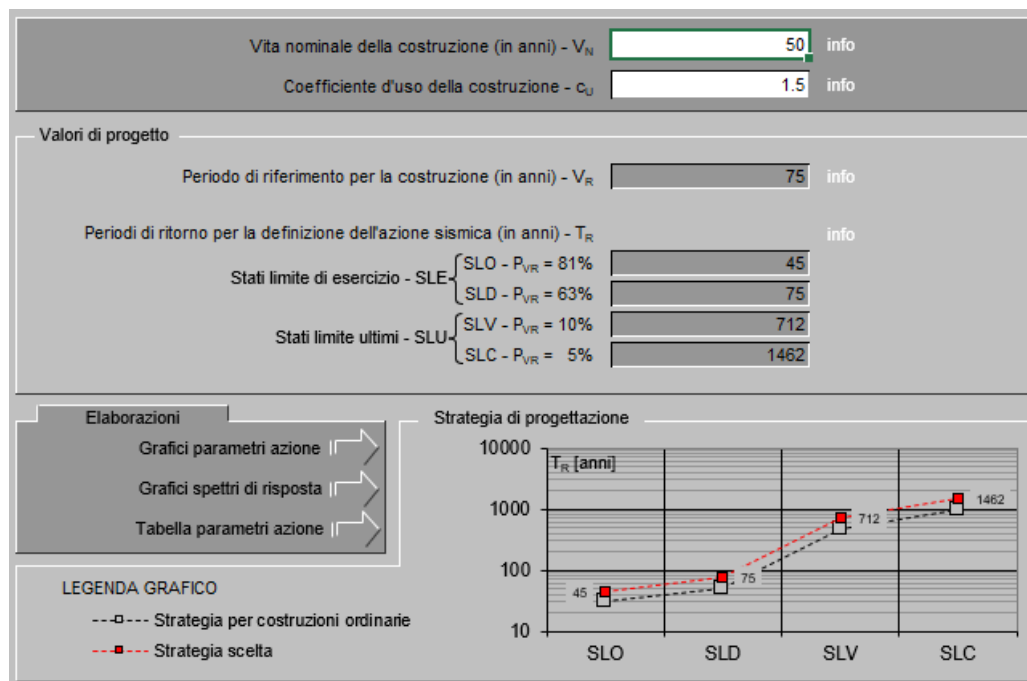
Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0.045	2.495	0.242
50	0.056	2.511	0.260
72	0.065	2.508	0.269
101	0.075	2.500	0.274
140	0.085	2.493	0.280
201	0.099	2.488	0.283
475	0.139	2.446	0.288
975	0.178	2.424	0.297
2475	0.237	2.448	0.311

I periodi di ritorno T_R considerati sono quelli relativi allo Stato Limite di Operatività (SLO), Danno (SLD), salvaguardia della Vita umana (SLV) e prevenzione del Collasso (SLC) che corrispondono rispettivamente ad probabilità di superamento rispettivamente pari a 81%, 63%, 10% e 5% sul periodo di riferimento V_R della costruzione, definito sulla base della vita nominale V_N e della Classe d'Uso della costruzione.

Alla costruzione in esame è associata una **$V_N=50$ anni** ed una **Classe d'Uso III**, per cui risulta **$V_R=75$ anni**.



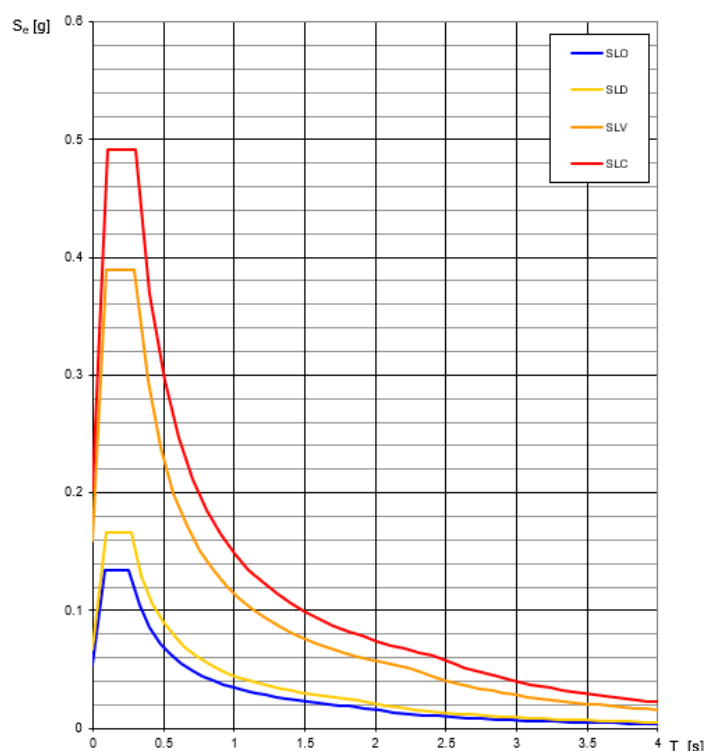
Ai quattro Stati Limite considerati sono associate, rispettivamente, le azioni sismiche relative ai periodi di ritorno T_R , $T_{R,SLO} = 45$ anni, $T_{R,SLD} = 75$ anni, $T_{R,SLV} = 712$ anni, $T_{R,SLC} = 1462$ anni. I valori dei parametri sismici precedentemente individuati sono riportati nella seguente tabella per i quattro periodi di ritorno individuati.

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno S

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.054	2.508	0.256
SLD	75	0.066	2.507	0.269
SLV	712	0.160	2.433	0.293
SLC	1462	0.202	2.434	0.303

Nel grafico seguente si illustrano gli spettri elastici associati ai vari stati limite precedentemente definiti

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



La definizione dell'azione sismica deriva anche dall'identificazione del tipo di sottofondo nella zona in esame, il D.M.17.01.2018 identifica le seguenti categorie del suolo di fondazione:

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

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

In base agli studi ed alle relazioni redatte dalla Dott. Geol. Roberto Farioli si assume come categoria del suolo di fondazione la **C**.

“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.”

Si assumono pertanto i seguenti valori dei **fattori di amplificazione**

SLO $S_S=1,500$, $C_C=1,646$;

SLD $S_S=1,500$, $C_C=1,619$;

SLV $S_S=1,467$, $C_C=1,574$;

SLC $S_S=1,405$, $C_C=1,557$;

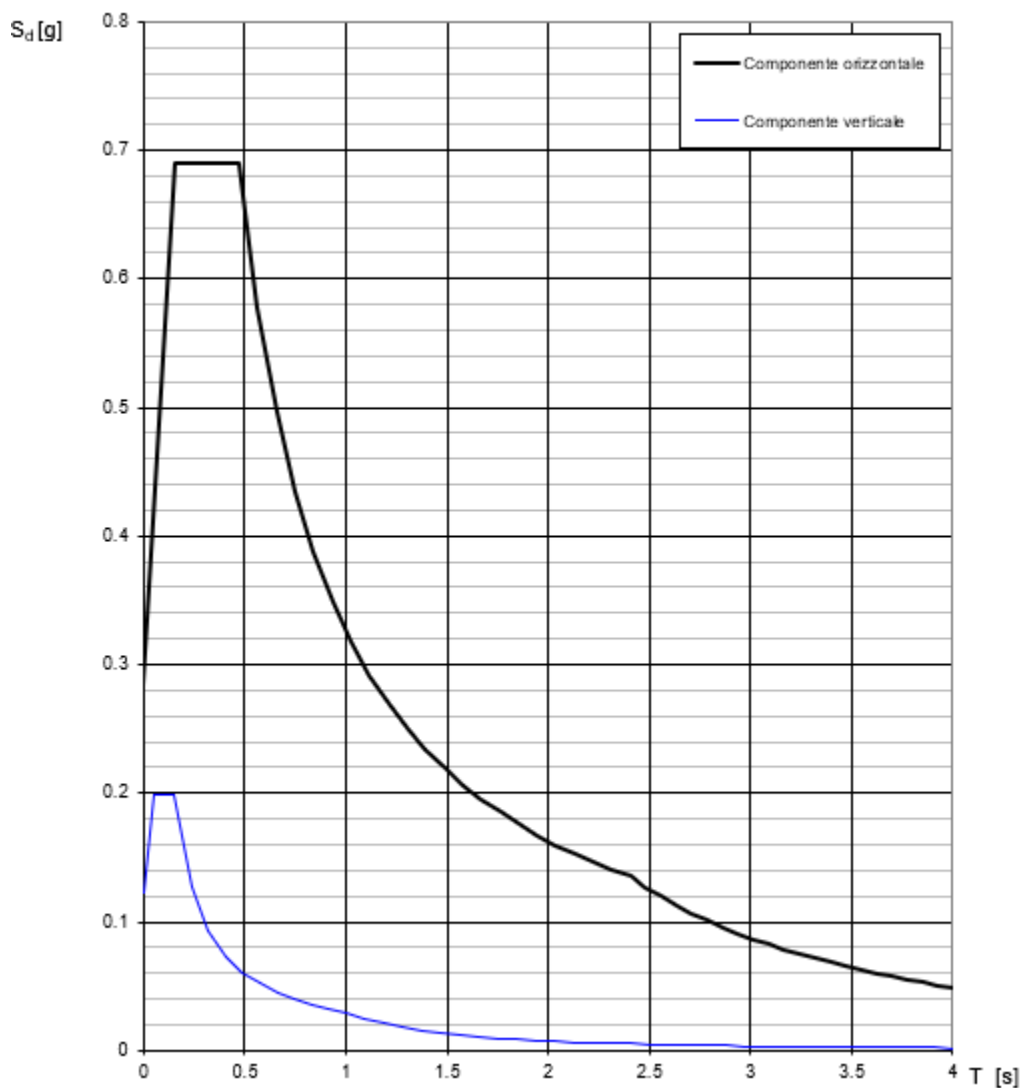
Lo stesso studio di risposta sismica locale, sempre condotto dal geol. Dott Farioli mostra che non è necessario incrementare tali fattori di amplificazione.

Per tener conto delle condizioni topografiche, si utilizzano i valori massimi del coefficiente topografico S_T riportati nella Tab. 3.2.VI del DM 17.01.2018 in funzione delle categorie topografiche definite in § 3.2.2 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento. L'ubicazione

dell'opera è su un piano a pendenza molto debole, per cui si considera un coefficiente di amplificazione topografica $ST=1$.

Riporto nelle immagini seguenti gli spettri di risposta elastici che ne scaturiscono ai vari stati limite:

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLC



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0.202 g
F_o	2.434
T_c	0.303 s
S_s	1.405
C_c	1.557
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.405
η	1.000
T_B	0.157 s
T_C	0.472 s
T_D	2.407 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q$$

$$T_B = T_c / 3$$

$$T_C = C_c \cdot T_c$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$$

Espressioni dello spettro di risposta

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

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

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

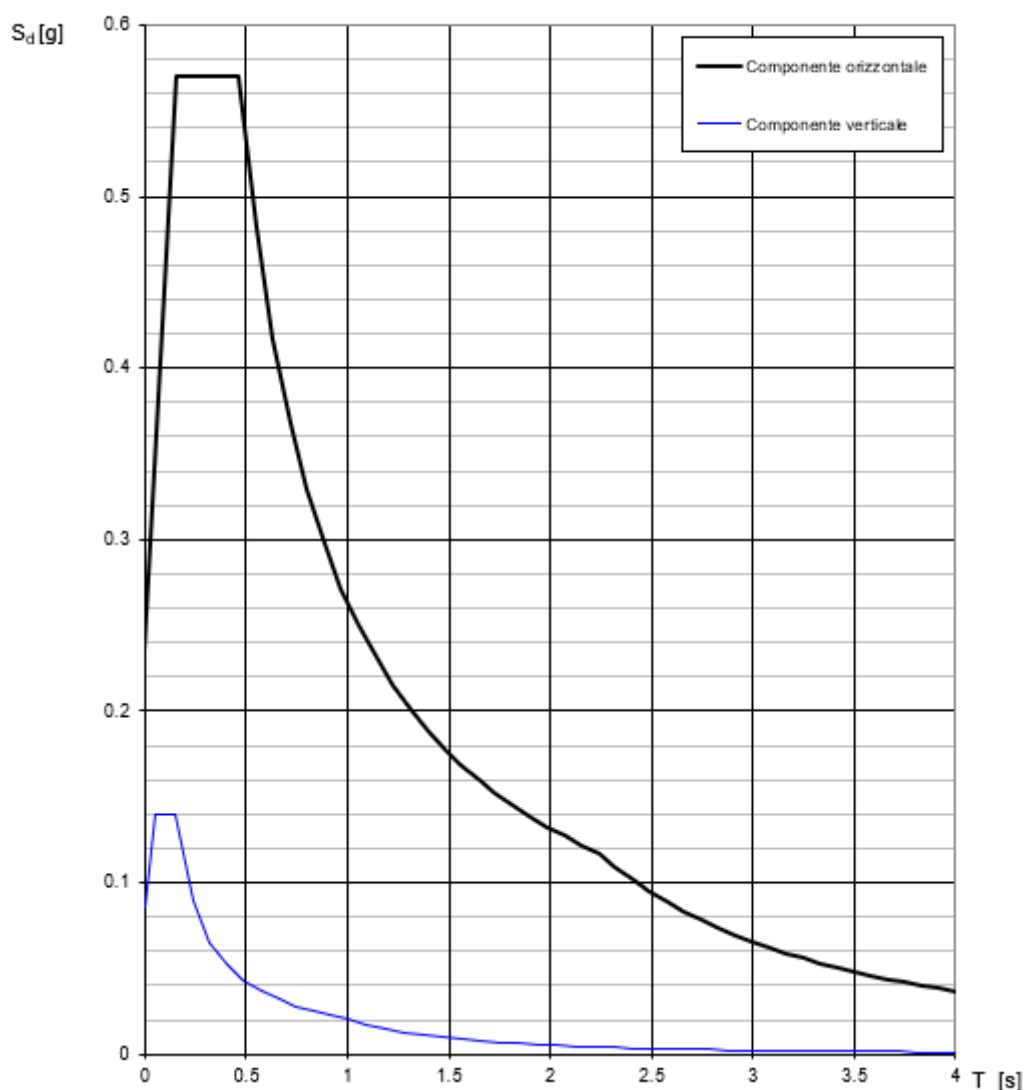
$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

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.

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.284
T_B	0.157	0.690
T_C	0.472	0.690
	0.564	0.577
	0.656	0.496
	0.748	0.435
	0.841	0.388
	0.933	0.349
	1.025	0.318
	1.117	0.292
	1.209	0.269
	1.301	0.250
	1.393	0.234
	1.486	0.219
	1.578	0.206
	1.670	0.195
	1.762	0.185
	1.854	0.176
	1.946	0.167
	2.038	0.160
	2.131	0.153
	2.223	0.147
	2.315	0.141
T_D	2.407	0.135
	2.483	0.127
	2.559	0.120
	2.635	0.113
	2.710	0.107
	2.786	0.101
	2.862	0.096
	2.938	0.091
	3.014	0.086
	3.090	0.082
	3.166	0.078
	3.241	0.075
	3.317	0.071
	3.393	0.068
	3.469	0.065
	3.545	0.062
	3.621	0.060
	3.697	0.057
	3.772	0.055
	3.848	0.053
	3.924	0.051
	4.000	0.049

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



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.160 g
F_g	2.433
T_C	0.293 s
S_S	1.467
C_C	1.574
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.467
η	1.000
T_B	0.154 s
T_C	0.462 s
T_D	2.239 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q$$

$$T_B = T_C / 3$$

$$T_C = C_C \cdot T^*$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$$

Espressioni dello spettro di risposta

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

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

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

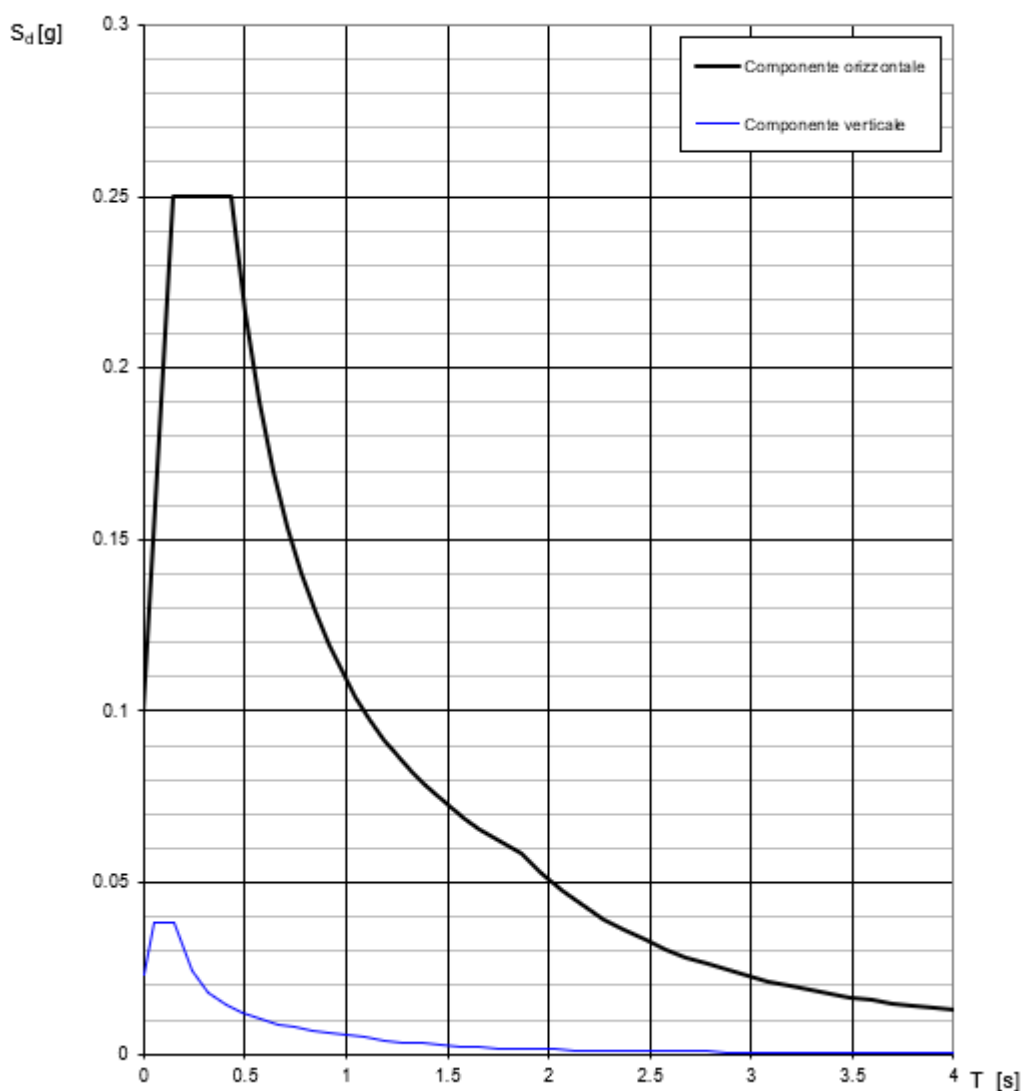
$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_g \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

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

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.234
0.154	0.571
0.462	0.571
0.546	0.482
0.631	0.417
0.716	0.368
0.800	0.329
0.885	0.298
0.970	0.272
1.054	0.250
1.139	0.231
1.224	0.215
1.308	0.201
1.393	0.189
1.478	0.178
1.562	0.169
1.647	0.160
1.732	0.152
1.816	0.145
1.901	0.139
1.986	0.133
2.070	0.127
2.155	0.122
2.239	0.118
2.323	0.109
2.407	0.102
2.491	0.095
2.575	0.089
2.659	0.083
2.742	0.078
2.826	0.074
2.910	0.070
2.994	0.066
3.078	0.062
3.162	0.059
3.245	0.056
3.329	0.053
3.413	0.051
3.497	0.048
3.581	0.046
3.665	0.044
3.748	0.042
3.832	0.040
3.916	0.038
4.000	0.037

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLD



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.066 g
F_a	2.507
T_C	0.269 s
S_S	1.500
C_C	1.619
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.145 s
T_C	0.436 s
T_D	1.866 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q$$

$$T_B = T_C / 3$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$$

Espressioni dello spettro di risposta

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

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

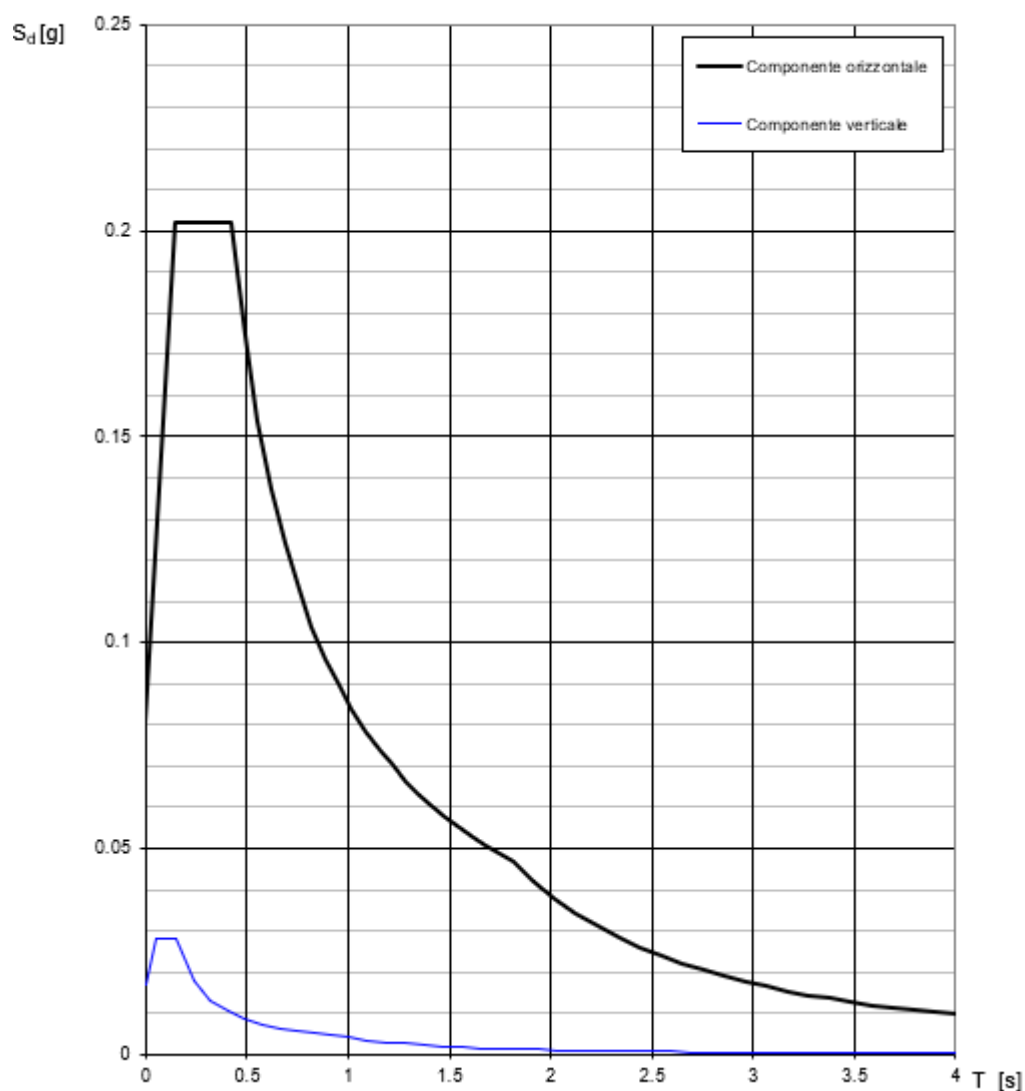
$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_e(T)$ 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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.100
$T_B \leftarrow$	0.145	0.250
$T_C \leftarrow$	0.436	0.250
	0.504	0.216
	0.572	0.190
	0.640	0.170
	0.708	0.154
	0.776	0.140
	0.844	0.129
	0.913	0.119
	0.981	0.111
	1.049	0.104
	1.117	0.098
	1.185	0.092
	1.253	0.087
	1.321	0.082
	1.389	0.078
	1.457	0.075
	1.525	0.071
	1.593	0.068
	1.661	0.066
	1.730	0.063
	1.798	0.061
$T_D \leftarrow$	1.866	0.058
	1.967	0.053
	2.069	0.047
	2.171	0.043
	2.272	0.039
	2.374	0.036
	2.476	0.033
	2.577	0.031
	2.679	0.028
	2.780	0.026
	2.882	0.024
	2.984	0.023
	3.085	0.021
	3.187	0.020
	3.289	0.019
	3.390	0.018
	3.492	0.017
	3.593	0.016
	3.695	0.015
	3.797	0.014
	3.898	0.013
	4.000	0.013

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLO



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a_g	0.054 g
F_0	2.508
T_C	0.256 s
S_s	1.500
C_C	1.646
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.141 s
T_C	0.422 s
T_D	1.815 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q$$

$$T_B = T_C / 3$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$$

Espressioni dello spettro di risposta

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

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.

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.081
$T_B \leftarrow$	0.141	0.202
$T_C \leftarrow$	0.422	0.202
	0.488	0.175
	0.554	0.154
	0.621	0.137
	0.687	0.124
	0.753	0.113
	0.820	0.104
	0.886	0.096
	0.952	0.089
	1.019	0.084
	1.085	0.079
	1.151	0.074
	1.218	0.070
	1.284	0.066
	1.350	0.063
	1.417	0.060
	1.483	0.057
	1.549	0.055
	1.616	0.053
	1.682	0.051
	1.749	0.049
$T_D \leftarrow$	1.815	0.047
	1.919	0.042
	2.023	0.038
	2.127	0.034
	2.231	0.031
	2.335	0.028
	2.439	0.026
	2.543	0.024
	2.647	0.022
	2.751	0.020
	2.855	0.019
	2.959	0.018
	3.064	0.016
	3.168	0.015
	3.272	0.014
	3.376	0.014
	3.480	0.013
	3.584	0.012
	3.688	0.011
	3.792	0.011
	3.896	0.010
	4.000	0.010

3.7 Durabilita'

Per garantire la durabilità della struttura sono state prese in considerazione opportuni stati limite di esercizio (SLE) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà vivere limitando sia gli stati tensionali, che nel caso delle opere in calcestruzzo, anche l'ampiezza delle fessure.

Per quanto riguarda le verifiche a fessurazione si considera che l'edificio sia collocato in ambiente con Condizioni Ambientali Ordinarie corrispondente ad un Gruppo di Esigenza "a".

Inoltre, per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è necessario che si ponga adeguata cura sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura e si utilizzino tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

Durante le fasi di costruzione il direttore dei lavori implementerà severe procedure di controllo sulla qualità dei materiali, sulle metodologie di lavorazione e sulla conformità delle opere eseguite al progetto esecutivo nonché alle prescrizioni contenute nelle NTC2018.

3.8 Protezione al fuoco

Le strutture del fabbricato saranno progettate in modo da fornire un grado di protezione al fuoco conforme a quanto richiesto dal progetto prevenzione incendi. Le caratteristiche di resistenza richieste per le strutture esposte al fuoco (intradosso delle solette, pilastri, travi) è R60 a tutti i piani.

Considerata la presenza di strutture in c.a. di geometria compatta e massiccia, tale requisito sarà ottenuto calibrando adeguatamente gli spessori dei copriferro delle armature. Per la scelta dei copri ferri si è fatto riferimento a quanto previsto nei D.M 16.02.2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi" e 09.03.2007 "Prestazioni di resistenza al fuoco delle strutture".

In particolare, per la resistenza richiesta di resistenza minima necessaria è R45 (vedi relazione vigili del fuoco), ciò nonostante quando possibile sarà adottata, quando facilmente raggiungibile, una resistenza minima al fuoco pari a R60.

si sono adottate le seguenti condizioni:

Strutture in acciaio

La resistenza al fuoco delle strutture in acciaio è ottenuta mediante l'utilizzo di appositi sistemi di protezione. In particolare, tutti i pilastri e le travi in vista sono rivestiti con vernice intumescente a base acqua con caratteristica di resistenza al fuoco prevista. R60

Per le strutture in calcestruzzo ed in legno si fa riferimento alla relazione di calcolo relativa allo stralcio 1.

3.9 Materiali strutturali

Si riportano le caratteristiche dei materiali della sola parte strutturale della scala metallica. Per quanto riguarda il resto della struttura, comprensiva delle fondazioni della stessa scala in acciaio, si fa riferimento alla relazione di calcolo relativa allo stralcio 1.

I parametri ad associati al materiale sono in accordo con la seguente tabella:

E = Modulo di Elasticità

ν = Coefficiente di Poisson

G = Modulo di Elasticità Tangenziale

P_s = Peso specifico

α = Coefficiente di Dilatazione Termica

f_{yk} = Tensione caratteristica di snervamento

f_u = Resistenza ultima a trazione

$\gamma_{m,c}$ = Coeff.parziale materiale per resistenza a SLU per compressione

$\gamma_{m,t}$ = Coeff.parziale materiale per resistenza a SLU per trazione

$\gamma_{m,ecc}$ = Coeff.parziale materiale per resistenza a SLU per situazioni eccezionali

γ_c = Coeff.parziale materiale per resistenza a SLU per compressione del calcestruzzo

$\gamma_{M0,c}$ = Coeff.parziale materiale per resistenza a SLU per compressione per acciaio da carpenteria (per il DM 14/09/2005 corrisponde a γ_M)

$\gamma_{M0,t}$ = Coeff.parziale materiale per resistenza a SLU per trazione per acciaio da carpenteria

γ_{M1} = Coeff.parziale materiale per resistenza a SLU per acciaio da carpenteria per verifiche di instabilità (per il DM 14/09/2005 corrisponde a γ_M)

3.9.1 ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE

S 275 (struttura portante metallica)

$$E = 2.1e+005 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\nu = 0.300$$

$$G = 80769 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$P_s = 78.5 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\alpha = 1.2e-005 \text{ (1/}^\circ\text{C)}$$

$$f_y = 275 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{y1} = 255 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\gamma_{M0,c} = 1.05$$

$$\gamma_{M0,t} = 1.05$$

$$\gamma_{M1} = 1.05$$

$$\gamma_{m,ecc} = 1$$

$$f_u = 430 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

Bulloni classe 8.8 – 10.9 (secondo UNI EN 898-1)

Tipo di materiale: S 275



Generale		Calcestruzzo		Acciaio da Carpenteria		Acciaio per Armature		Legno		XLam	
fyk	2750	daN/cm ²	fu	4300	daN/cm ²	Legame costitutivo del					
fy1	2550	daN/cm ²	ε _{ud}	0.0196428		~Lineare					
Verifiche SLU											
SLU comp		SLU traz		SLU Eccez.							
γ _{M0}	1.05	γ _{M0}	1.05	γ _M	1						
γ _{M1}	1.05										
fd	2619.0476190	daN/cm ²									
fd	2619.0476190	daN/cm ²									
						Modifica legame costitutivo					
						<input type="checkbox"/> No resist. comp <input type="checkbox"/> No resist. traz <input checked="" type="checkbox"/> Aggiorna Prop.Meccaniche					

4 CODICI DI CALCOLO

4.1 Caratteristiche del programma di modellazione adottato: CMP

La modellazione e le fasi di progetto-verifica sono state svolte con il programma CMP, versione 32 realizzato dalla Namirial SPA. Tale programma, oltre ad essere un'interfaccia grafica interattiva per solutori ad elementi finiti (permette cioè di introdurre graficamente i dati di input e di visualizzare i dati di output, consentendo quindi un controllo dei dati introdotti e dei risultati ottenuti), permette di eseguire le verifiche di resistenza mediante i metodi delle tensioni ammissibili e degli stati limite.

Il software CMP è uno strumento di lavoro grafico-interattivo durante l'intero processo di progettazione assistita da elaboratore, e consente la realizzazione di modelli numerici per lo studio di strutture generiche piane o spaziali, comunque disposte caricate o vincolate, comunque descritte in termini di elementi finiti, soggette ad analisi statica o dinamica.

Esso può essere collegato con i più diffusi solutori quali XFINEST e STRAUS, per i quali consente l'utilizzo delle rispettive potenzialità.

L'inserimento di tutti i dati necessari a definire completamente il modello di calcolo, dati relativi a geometria, vincoli esterni fissi o cedevoli, proprietà associate agli elementi, svincolamenti interni, carichi concentrati o distribuiti e quant'altro, anche se generati automaticamente mediante uno dei comandi a disposizione, sono comunque modificabili e controllabili attraverso la loro visualizzazione grafica opzionalmente accompagnata dalla corrispondente evidenziazione numerica.

Il calcolo delle azioni permanenti e accidentali agenti sulle travi e derivanti dai solai è svolto automaticamente descrivendo la presenza degli stessi solai, con forma e orditura generiche, tramite appositi elementi di modellazione.

Le funzionalità di visualizzazione dei risultati dell'analisi consentono dopo il calcolo la rappresentazione di deformate, reazioni, diagrammi di sollecitazione per ciascuna condizione di carico elementare esaminata.

Le varie funzionalità sono integrate nella stessa applicazione e quindi risulta facile ed immediato controllare l'interazione fra di esse; tra queste, le principali attualmente implementate sono la gestione del modello di calcolo e la gestione delle sezioni degli elementi monodimensionali (elementi ASTA o BEAM).

Le sezioni considerate possono avere le seguenti caratteristiche principali:

- avere forma generica descritta mediante una o più poligoni individuate da una successione ordinata di punti;

- avere presenza di vuoti interni: ciascuna poligonale può infatti essere utilizzata per descrivere sia il contorno esterno del materiale costituente la sezione o parte di essa, sia un eventuale contorno interno equivalente a un vuoto nella sezione;
- essere composte da materiali differenti: a ciascuna poligonale può infatti essere associato un diverso coefficiente di omogeneizzazione;
- essere costituita da materiali reagenti o meno a trazione: a ciascuna poligonale può infatti essere associato un distinto parametro di controllo del comportamento a trazione;
- essere costituita da parti non strutturali: ciascuna poligonale può infatti essere definita come non reagente; non verrà considerato il suo comportamento meccanico, ma sarà inserita nella redazione dei disegni esecutivi;
- contenere in posizioni generiche armature concentrate descritte mediante la indicazione della singola posizione nella sezione e del corrispondente diametro.

4.2 Origine e caratteristiche del solutore adottato: XFINEST.

L'analisi a computer della struttura è stata svolta mediante il programma di analisi strutturale ad elementi finiti XFINEST nella release 21, che consente l'analisi statica e dinamica in campo elastico lineare.

Realizzato dalla Ce.A.S. di Milano (Centro di Analisi Strutturale via Giustiniano 10 Milano) è distribuito dalla società Harpaceas (Harpaceas viale Regina Giovanna 40 Milano)

Si rimanda alla documentazione tecnica fornita dalla Ce.A.S. per l'individuazione della bibliografia dei fondamenti teorici e dei metodi di calcolo numerico utilizzati dal programma oltre ai test comparativi attestanti l'effettiva accuratezza e validità dei diversi tipi di elementi finiti utilizzati.

4.3 Capacità di analisi e affidabilità di XFINEST.

Xfinest è stato qualificato attraverso una serie di confronti svolti con codici di calcolo FEM conosciuti a livello mondiale e ritenuti affidabili quali ADINA, ABAQUS e NASTRAN.

I risultati di questi confronti numerici, che implicitamente dimostrano l'affidabilità del solutore, sono contenuti nella manualistica di qualifica rilasciata ai titolari di licenza d'uso estesa (con pre e post processor). In pratica si tratta di alcune centinaia di casi prova teorici e pratici (benchmark), svolti con Xfinest e paragonati nei risultati a quelli di altri software FEM o di soluzioni note in letteratura. Ce.A.S. dispone anche di una versione inglese di questo documento.

Nel codice di calcolo utilizzato è presente un'autodiagnostica capace di segnalare eventuali incompatibilità nei dati e difficoltà numeriche in fase di elaborazione. Inoltre, la manualistica

fornita dalla ditta produttrice il software e l'assistenza della stessa sono tali da poter ritenere affidabile il codice utilizzato.

Analisi statica

- Determinazione di spostamenti, sollecitazioni e reazioni vincolari per diverse condizioni di carico elementari;
- Solutore classico o a matrici sparse.

Analisi dinamica

- Metodo subspace iteration (metodo implementato dalla maggior parte dei programmi di calcolo);
- Metodo di Lanczos (dotato di base matematica rigorosa e che si sta imponendo come metodo leader per il calcolo degli autovalori);
- Analisi sismica con spettro di risposta: in questo caso si ottengono una o più condizioni di carico combinabili con i risultati di un'analisi statica; i singoli contributi modali possono essere combinati in vari modi (RMS, RG 1.92, CQC, ...);
- Integrazione nel tempo delle equazioni del moto nel dominio del tempo: in questo modo si ottiene la risposta della struttura nel tempo per effetto di forzanti qualsiasi (per l'integrazione si possono usare i metodi di Newmark e Wilson);
- Calcolo della risposta nel dominio delle frequenze: in questo modo si ottiene la risposta a regime di una struttura soggetta ad un insieme di forzanti armoniche.

La Modellazione Numerica della struttura, la rielaborazione dei risultati dell'analisi agli Elementi Finiti, la progettazione-verifica degli elementi strutturali sono state condotte utilizzando il programma CMP realizzato dalla Namirial SPA.

Il solutore ad elementi finiti utilizzato è ***XFINEST della Ce.A.S. di Milano.***

5 ANALISI DEI CARICHI

Segue l'elenco generale dei carichi di piano agenti sulle strutture ed applicati ai modelli di calcolo dei vari corpi. Si evidenziano le celle relative al manufatto in oggetto: scala metallica 1 (stralcio 2).

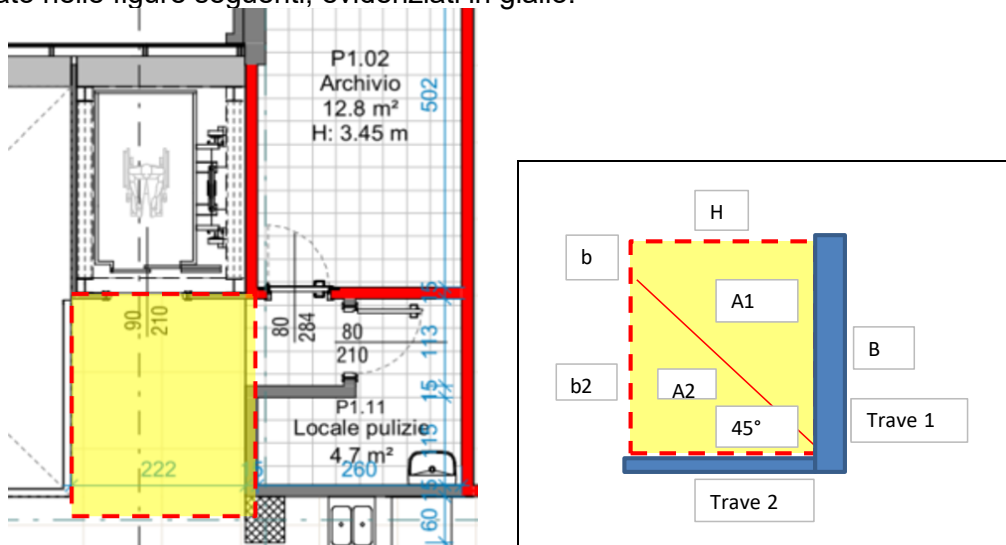
Edificio scolastico							
Quota [m]	Piano	Ambiente	Tipo	Strato	Spessore [cm]	Peso specifico g [daN/m ³]	Carico distribuito q [kN/m ²]
4.00 8.00	Primo Secondo	aule scolastiche e corridoi	Perm. strutturale	Incidenza tramezzature			0.80
				Pavimentazione	2.0	2800	0.56
				Sottofondo allettamento	4.0	1800	0.72
				Sottofondo alleggerito	8.0	800	0.64
				Carichi appesi riscaldamento			0.50
				Solaio a lastre tralicciate H=40cm			5.33
				TOT Perm. strutturali			5.33
			TOT Perm. non strutturali			3.30	
			Sovr. Variabili			3.00	
4.00 8.00	Primo Secondo	Bagni	Perm. strutturale	Incidenza tramezzature			2.00
				Pavimentazione	2.0	2800	0.56
				Sottofondo allettamento	4.0	1800	0.72
				Sottofondo alleggerito	9.0	800	0.72
				Carichi appesi riscaldamento			0.50
				Solaio a lastre tralicciate H=40cm			5.33
				TOT Perm. strutturali			5.33
			TOT Perm. non strutturali			4.50	
			Sovr. Variabili			3.00	
12.00	Copertura	Tetto con impianti	Perm. strutturale	-			0.00
				doppia guaina ardesiata			0.30
				isolamento	10.0	35	0.04
				massetto pendenza (medio)	10.0	800	0.80
				Carichi appesi e fotovoltaico			0.50
				Solaio a lastre tralicciate H=40cm			5.33
				TOT Perm. strutturali			5.33
			TOT Perm. non strutturali			1.64	
			Sovr. variabili Impianti per la stima della azione sismica			1.30	
			Sovr. variabili Impianti per portata statica solai travi e pilastri			5.00	
			Sovr. Variabili neve			1.20	
	copertura inclinata in LEGNO	Copertura non praticabile	G2	fotovoltaico			0.20
			G2	manto in lastre di alluminio			0.20
			G2	tavolato	2.5	600	0.15
			G2	travetti per pendenza	10.0	600	0.15
			G2	tavolato	5.0	600	0.30
			G2	pannello isolante	10.0	150	0.15
			G2	tavolato	8.0	600	0.48
			G2	controsoffitto o carichi appesi			0.30
			G1	travetti	0.0	600	0.00
						TOT Perm. strutturali	G1
			TOT Perm. non strutturali (senza fotov.)	G2		1.80	
			TOT Perm. non strutturali (con fotov.)	G2		2.00	
			Sovr. Variabili neve	Q		1.20	

Tutti	Scala1 pianerottoli	<p>scalino prefabbricato 0.0 2500 0.00</p> <p>Sottofondo allettamento 0.0 2000 0.00</p> <p>Sottofondo alleggerito 0.0 800 0.00</p> <p>Perm. strutturale scalino prefabbricato 6.0 2500 1.50</p> <p><i>TOT Perm. strutturali 1.50</i></p> <p><i>TOT Perm. non strutturali 0.00</i></p> <p><i>Sovr. Variabili 4.00</i></p>
Tutti	Scala1 rampe	<p>Pavimentazione 0.0 0 0.00</p> <p>Sottofondo allettamento gradini 0.0 0 0.00</p> <p>falso gradino 0.0 0 0.00</p> <p>Perm. strutturale scalino prefabbricato (spessore m) 9.3 2500 2.33</p> <p><i>TOT Perm. strutturali 2.33</i></p> <p><i>TOT Perm. non strutturali 0.00</i></p> <p><i>Sovr. Variabili proiettati 4.00</i></p>
Tutti	Scala2 pianerottoli	<p>poliuretano 0.0 2600 0.50</p> <p>Sottofondo allettamento 3.0 2000 0.60</p> <p>Sottofondo alleggerito 10.0 800 0.80</p> <p>Perm. strutturale soletta pianerottolo 28.0 2500 7.00</p> <p><i>TOT Perm. strutturali 7.00</i></p> <p><i>TOT Perm. non strutturali 1.92</i></p> <p><i>Sovr. Variabili 4.00</i></p>
Tutti	Scala2 rampe	<p>Pavimentazione 2.0 2600 0.71</p> <p>Sottofondo allettamento 3.0 2000 0.82</p> <p>falso gradino 8.3 800 1.75</p> <p>Perm. strutturale Soletta cls 18.5 2500 4.63</p> <p><i>TOT Perm. strutturali 4.63</i></p> <p><i>TOT Perm. non strutturali 3.27</i></p> <p><i>Sovr. Variabili proiettati 4.00</i></p>
Tutti	Tamponamento interno	<p>Strati di intonaco 3.0 2000 0.60</p> <p>doppio uni 25.0 1100 2.75</p> <p>- 0.0 0 0.00</p> <p>- 0.0 0 0.00</p> <p><i>TOT Perm. non strutturali 3.40</i></p>

Il prospetto seguente mostra i carichi derivanti dalle partizioni verticali, gravanti sulle travi della struttura.

Travi esterne (escluse quelle in copertura)	Tamponamento esterno	<p>Strati di intonaco 2.0 2000 0.40</p> <p>doppio uni 30.0 1100 3.30</p> <p>Rivestimento in poliuretano espanso 12.0 36 0.04</p> <p>- 0.0 0 0.00</p> <p><i>TOT Perm. non strutturali 3.80</i></p>
Travi di bordo del doppio volume, in copertura	Partizioni esterne	<p>Partizioni verticali 0.0 0 1.00</p> <p>- 0.0 0 0.00</p> <p>- 0.0 0 0.00</p> <p>- 0.0 0 0.00</p> <p><i>TOT Perm. non strutturali 1.00</i></p>

A livello del piano 1 e del piano 2, vi sono due solette in c.a. adiacenti all'ascensore, come mostrato nelle figure seguenti, evidenziati in giallo.



Dimensioni in pianta

H	2.22 m
B	3.65 m
b1	1.43 m
b2	2.22 m
A1	5.64 mq
A2	2.46 mq

I carichi gravanti sulle travi su cui poggiano sono i seguenti:

Carichi per unità di superficie

G1	5.33 kN/mq
G2	3.30 kN/mq
Q var	3.00 kN/mq

6 SCHEMATIZZAZIONE E MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE

Come descritto in precedenza il complesso è costituito da un unico corpo di fabbrica.

Per esso è stato implementato un modello di calcolo agli elementi finiti comprendente l'insieme delle opere in elevazione e di fondazione, sia appartenenti allo stralcio 1 che 2.

La modellazione è stata effettuata utilizzando le corrette dimensioni geometriche di pilastri travi e solette, rispettando quindi al meglio i carichi previsti sia permanenti che variabili avendo quindi cura che la modellazione ad elementi finiti rispecchiasse nel modo migliore possibile il reale comportamento dinamico dell'edificio analizzato.

6.1 Schematizzazione e modellazione geometria e vincoli

Il modello di calcolo, sia della scala metallica (stralcio 2) che del resto della struttura (stralcio 1), è realizzato secondo le seguenti ipotesi di schematizzazione:

- tutte le membrature a prevalente sviluppo monodimensionale significative sotto il profilo strutturale (quali travi e pilastri) sono modellate mediante elementi ASTA a due nodi e 12 gradi di libertà;
- sono assegnati offset rigidi esclusivamente ai pilastri per tenere conto delle azioni flessionali determinate nelle colonne dalla eccentricità delle forze scaricate dai piani superiori;
- le sezioni delle travi rispettano in toto la forma delle sezioni originarie depurate di parti non strutturali quali parapetti e muri quando queste non possono considerarsi collaboranti al comportamento flessionale della trave in tutte le fasi di realizzazione della stessa;
- le travi di fondazione sono modellate tramite elementi finiti su suolo elastico alla Winkler
- la rigidezza di piano è fornita mediante l'inserimento di appositi shell membranali;
- lo schema statico della struttura viene individuato escludendo, perché non collaboranti o comunque inessenziali, tamponamenti esterni ed interni (inseriti come semplici carichi).
- I collegamenti tra le membrature sono generalmente schematizzati in perfetta continuità. Fanno eccezione:

gli elementi asta utilizzati per modellare le travi dell'orditura secondaria e ternaria delle strutture metalliche (fatta eccezione per le travi secondarie sugli assi principali collegate anch'esse in continuità coi pilastri nei corpi di collegamento);

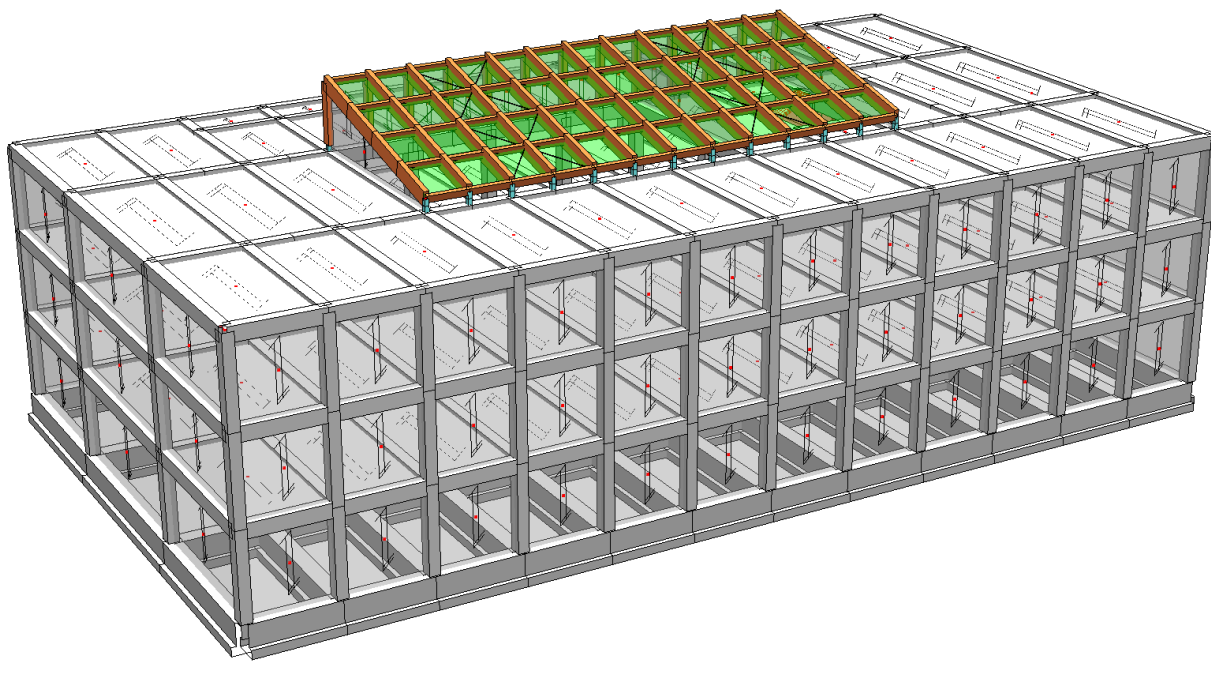
i pilastri metallici della struttura se presenti;

tali elementi si considerano infatti incernierati alle estremità tramite l'introduzione di svincolamenti interni.

- I vincoli esterni possono essere così descritti:

I nodi travi su suolo elastico sono vincolati agli spostamenti nella direzione x e y

ai beam è stato assegnato un coefficiente elastico alla Winkler la cui rigidezza in analisi statica e dinamica simula il reale comportamento dell'interazione terreno-struttura.

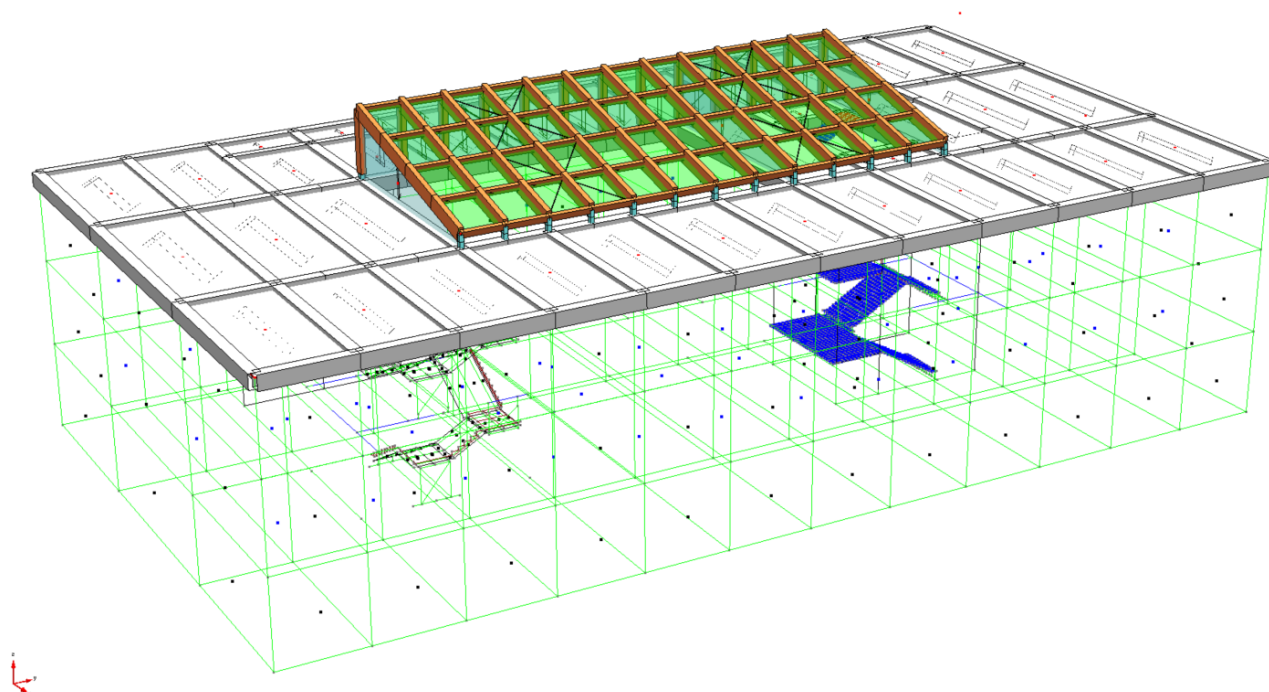


6.2 Schematizzazione dei carichi

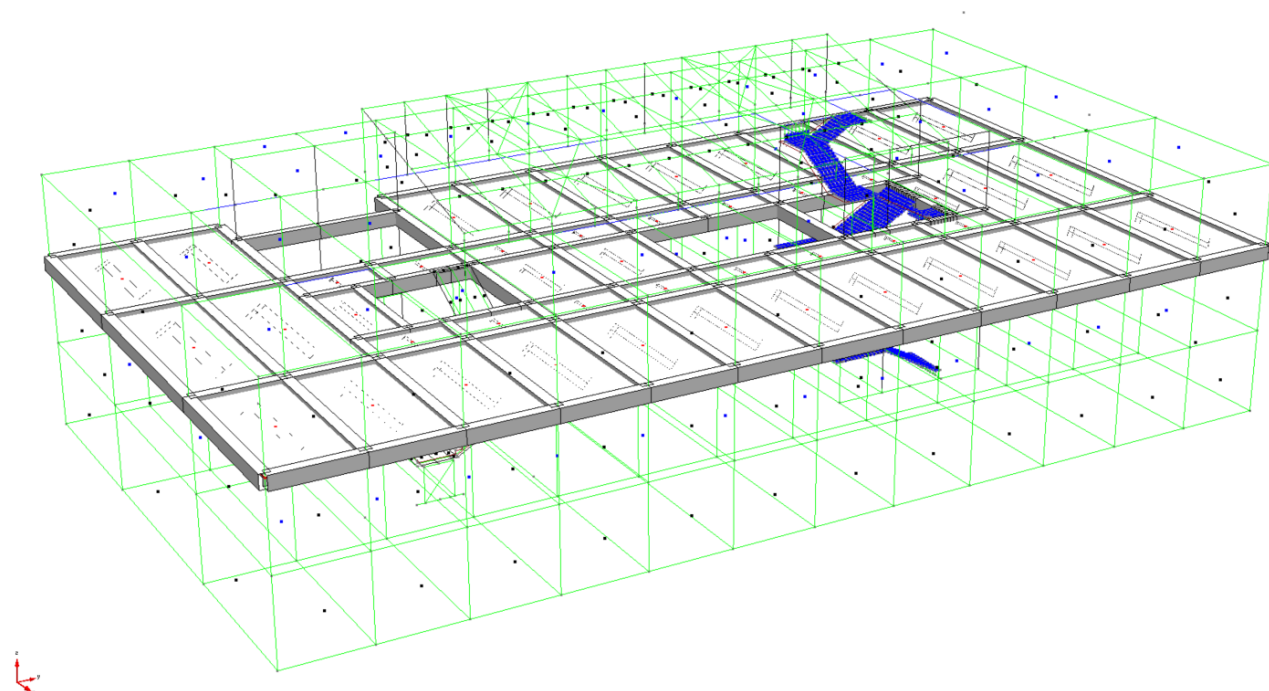
I carichi elencati nel capitolo precedente sono stati applicati ai modelli in due modi:

- nel caso di modellazione con elementi shell il carico viene applicato come pressione ortogonale al piano medio di questi elementi;
- nella modellazione dei solai, dei tamponamenti dei vani scala e ascensori e dei tamponamenti esterni il carico viene applicato attraverso elementi denominati solai che ripartiscono i carichi distribuiti a loro assegnati agli elementi beam o nodi che si trovano sul loro perimetro.

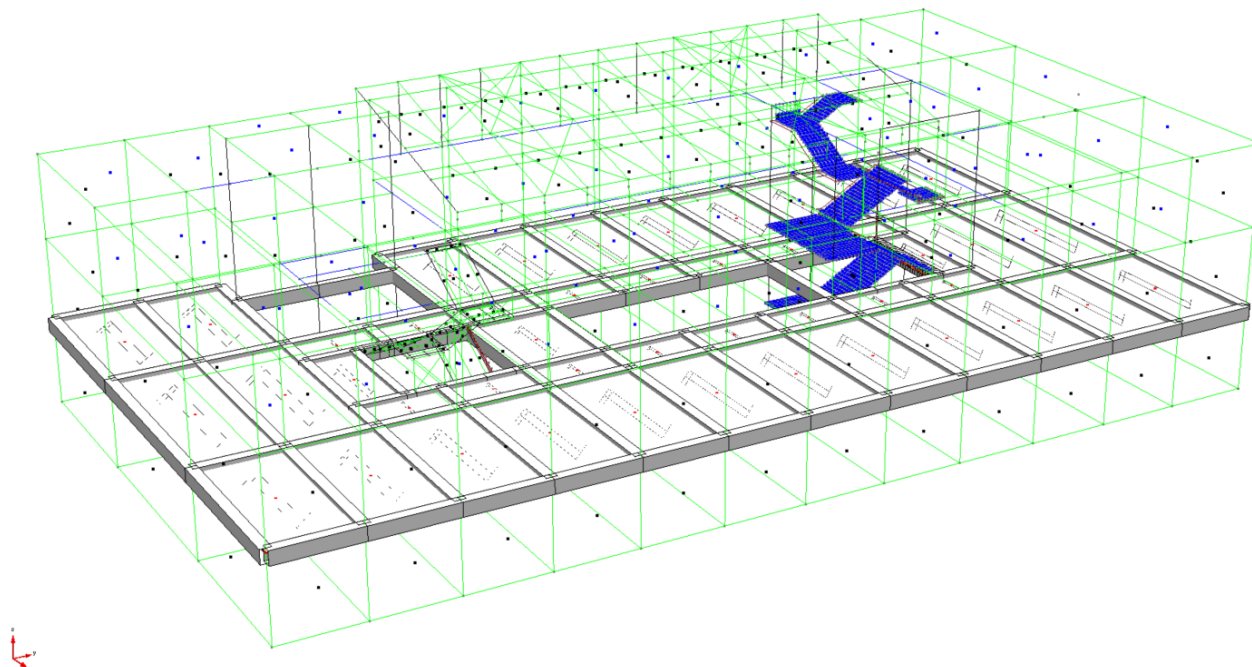
Per l'individuazione in pianta delle varie aree di carico si fa riferimento agli elaborati di progetto, di seguito si illustra brevemente il modello di calcolo:



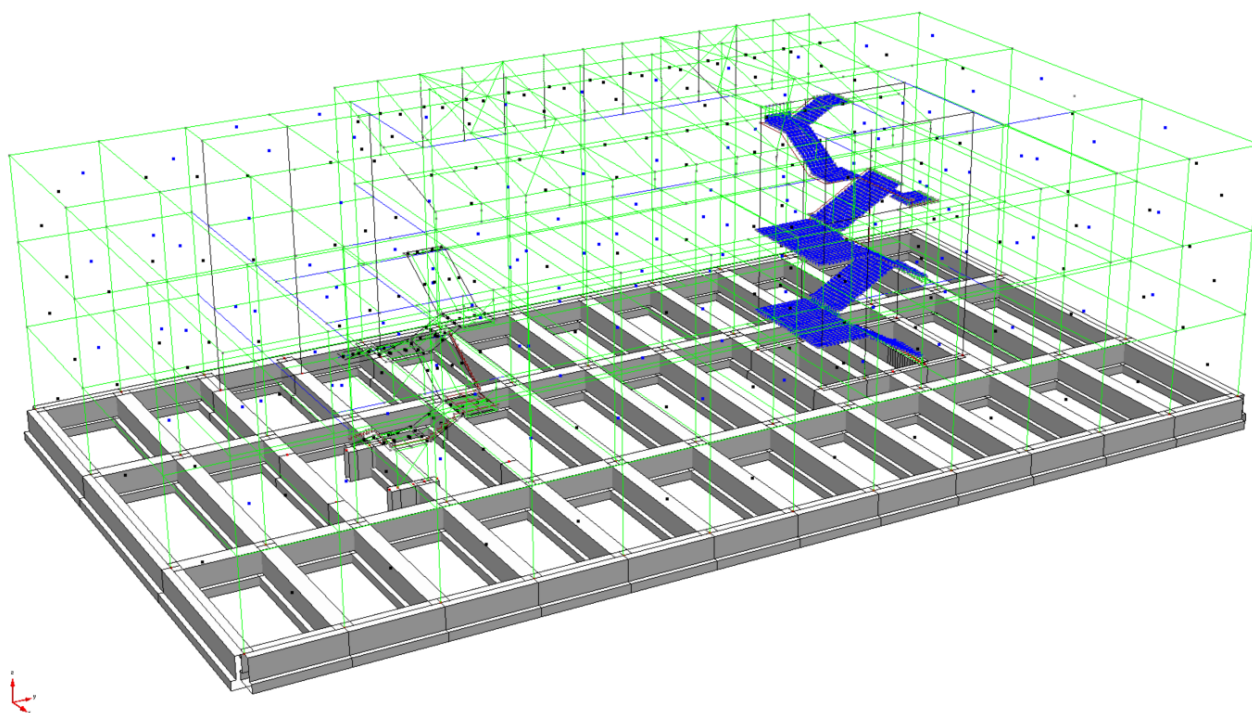
Schematizzazione dei solai e delle travate di copertura dell'edificio



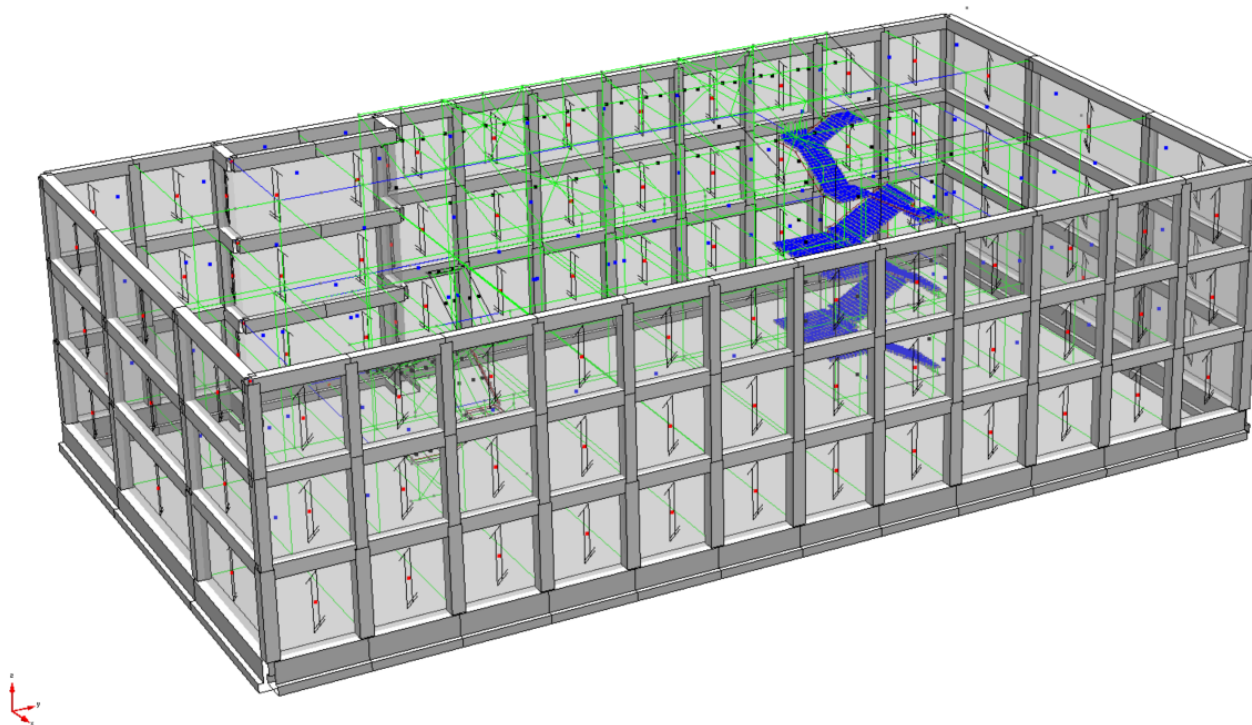
Schematizzazione dei solai e delle travate del piano secondo dell'edificio



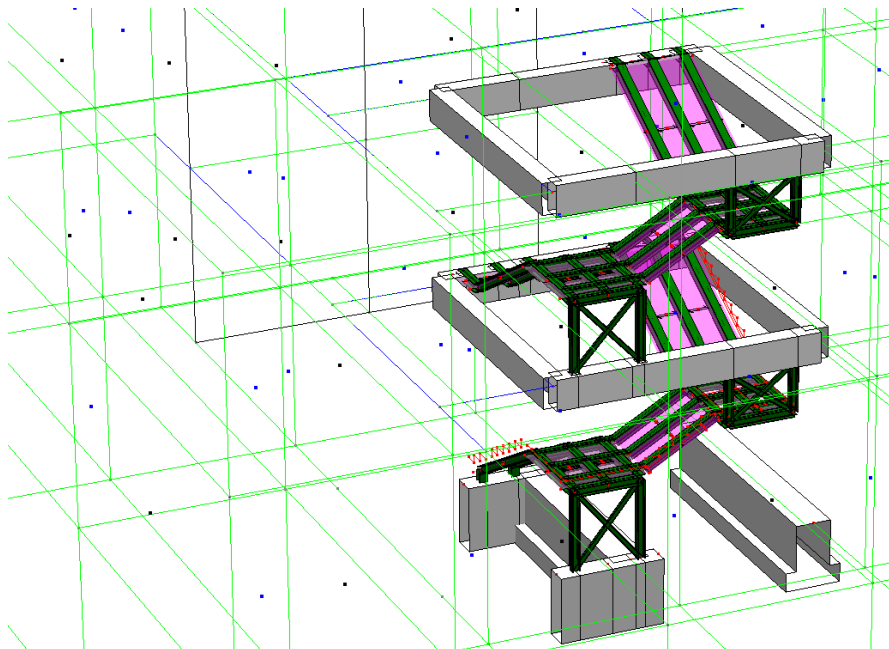
Schematizzazione dei solai e delle travate del piano primo dell'edificio



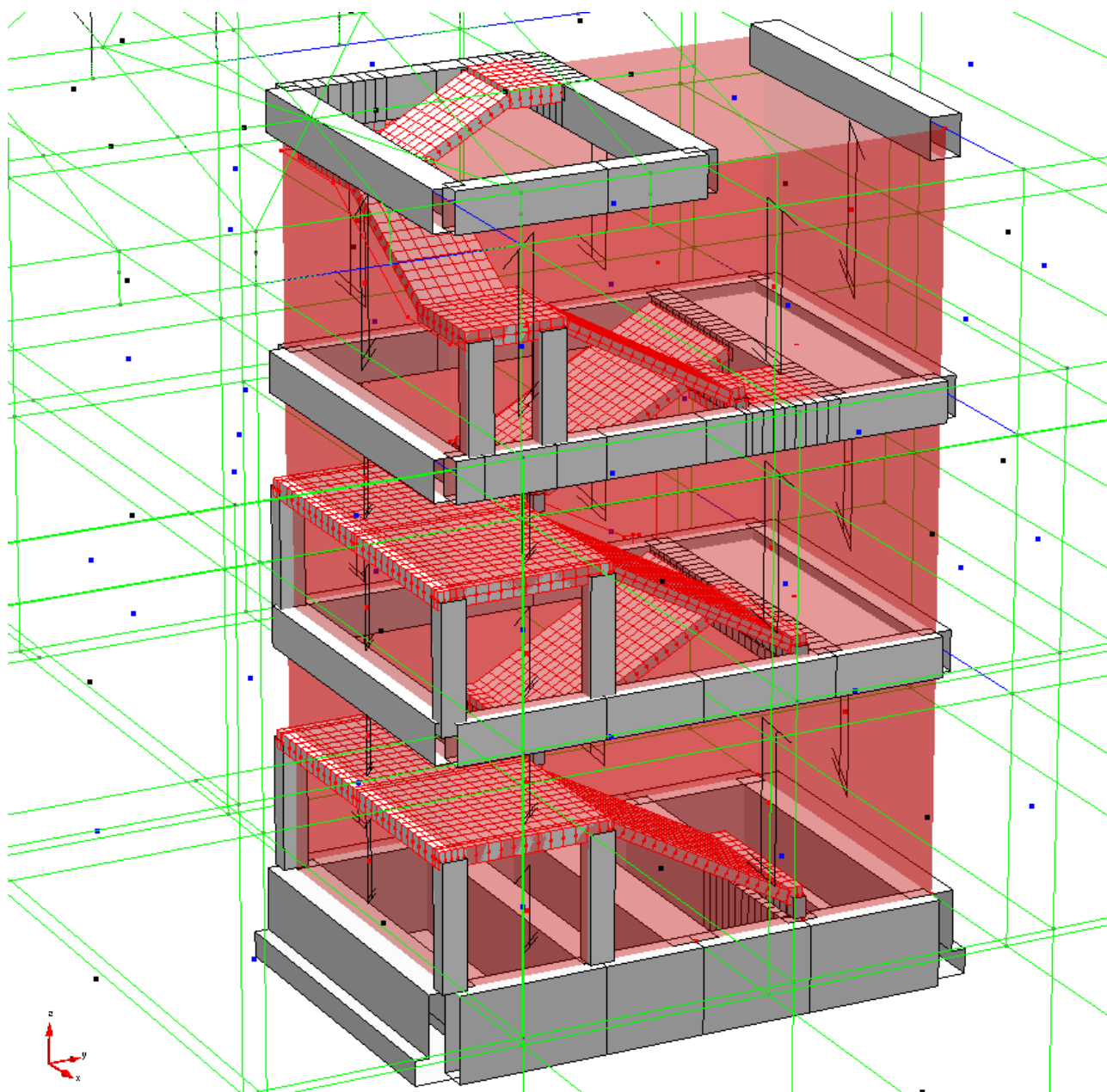
Schematizzazione delle travate del piano terra/fondazioni dell'edificio



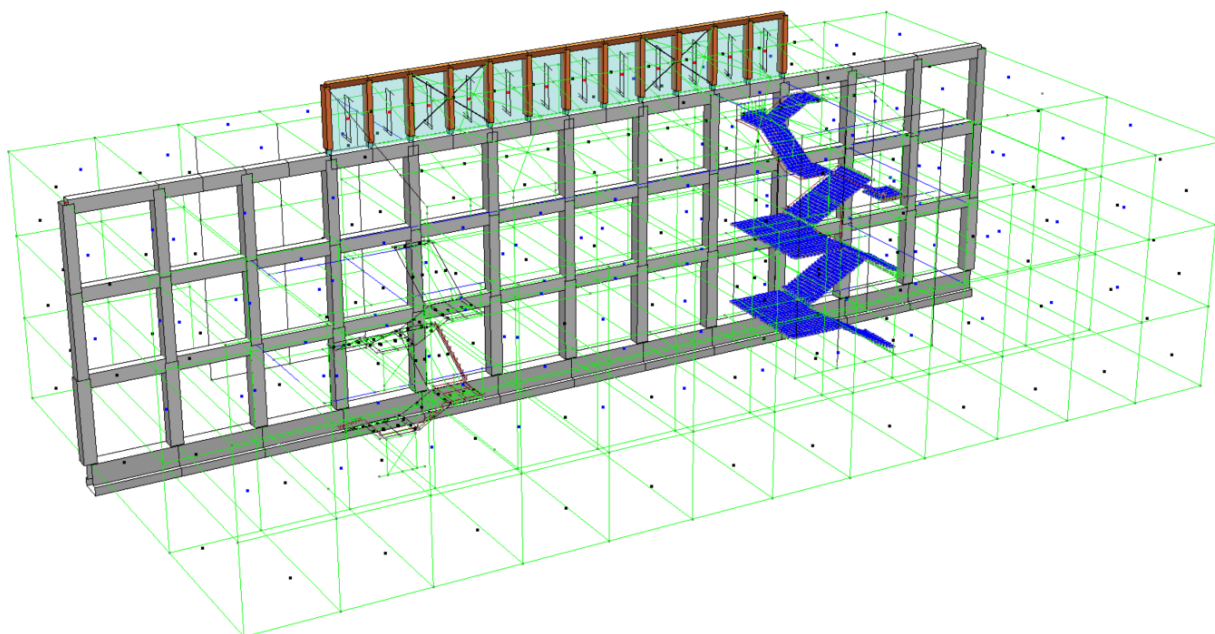
Schematizzazione dei tamponamenti verticali e delle pilastrate esterne dell'edificio



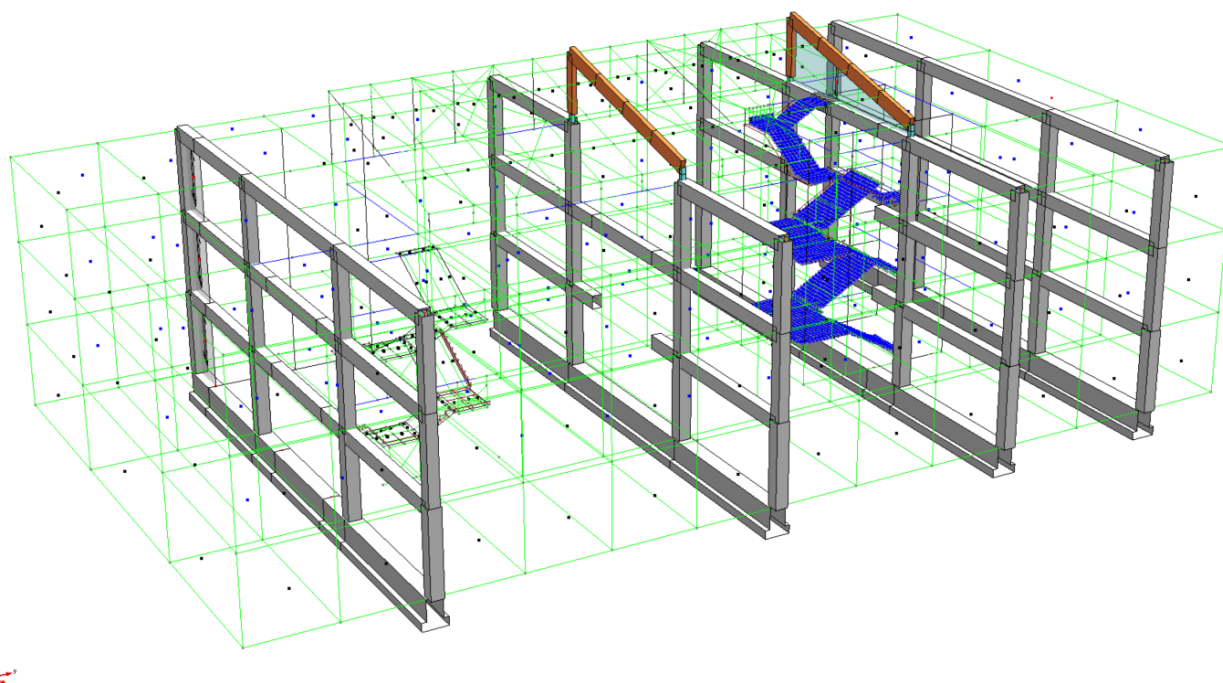
Schematizzazione dei solai e delle travate in acciaio della scala 1



Schematizzazione delle solette e delle travate e pilastrate del vano scala 2



Telaio tipico direzione Y



Telai tipici direzione X

Configurazione solai

Configurazione ☒ Orientamento ☒

Direzione +X

Nodo I Nodo J Letto
0 0 1

Tipo Soletto ☒

S2 - Copertura

daN/m²	Moltiplic. X	Y	Z	
Peso Proprio	533	0	0	-1
Sovr. Permanente	214	0	0	-1
Sovr. Accidentale	120	0	0	-1

Eccentricità cm

Iniziale ☒ 0

Finale ☒ 0

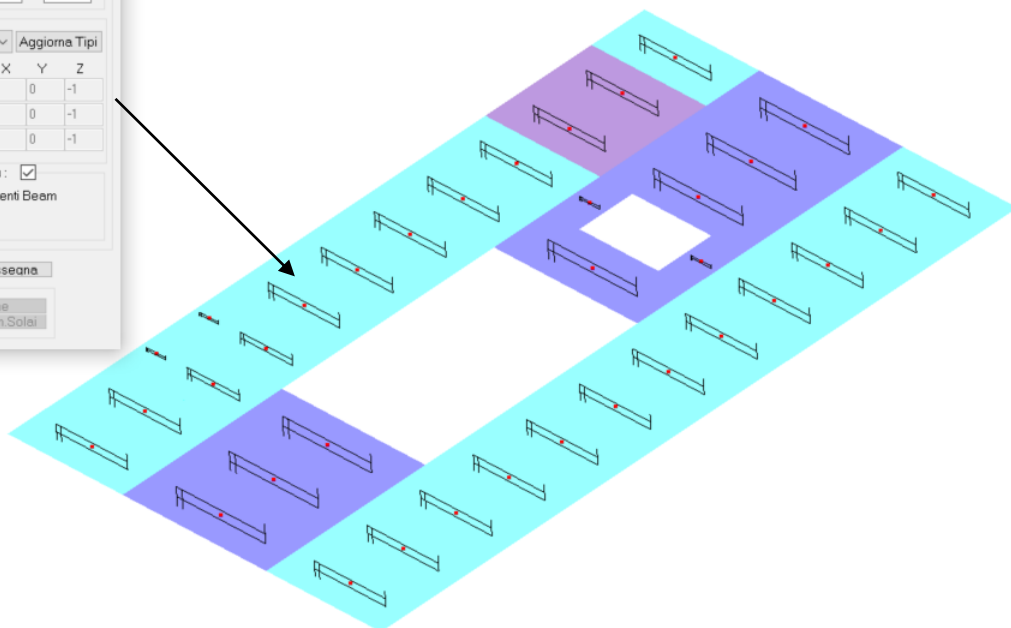
Scarica su: ☒ Elementi Beam ☐ Nodi

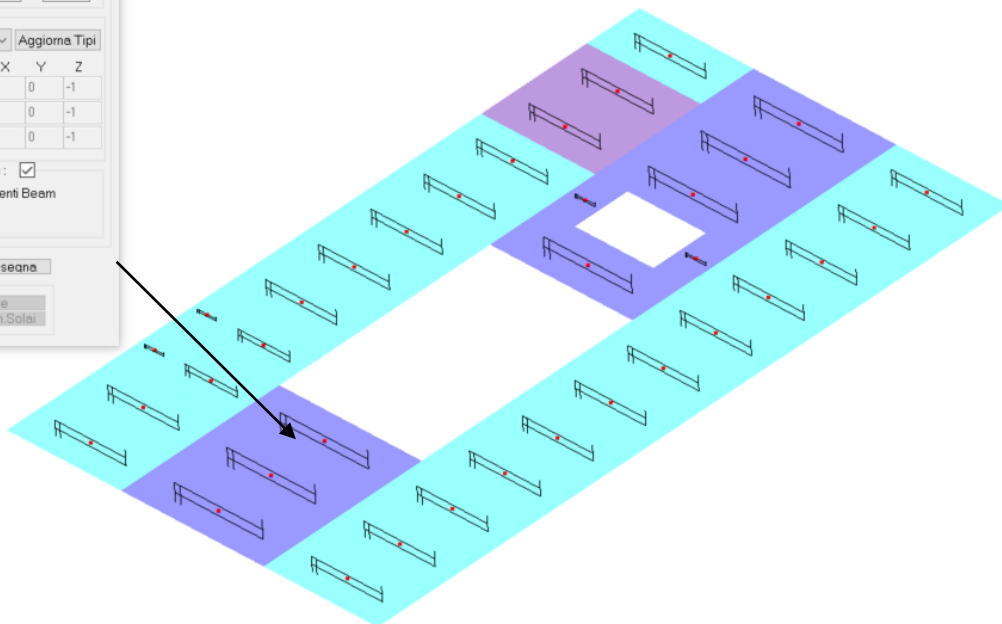
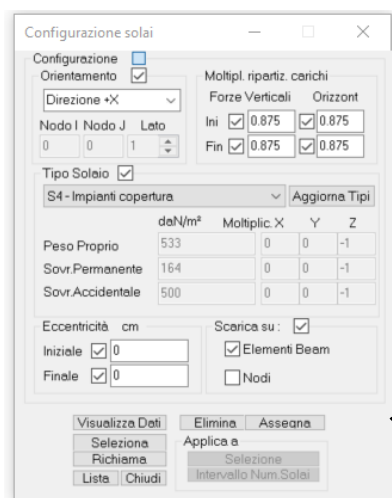
Visualizza Dati Elimina Assegna

Seleziona Applica a

Richiama Selezione

Lista Chiudi Intervallo Num. Solai





SCHEMATIZZAZIONE E MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE

Configurazione solai

Configurazione ☐ Orientamento ☒

Direzione +X

Nodo I Nodo J Lato

0 0 1

Moltip. ripartiz. carichi

	Forze Verticali	Orizzont
Ini	<input checked="" type="checkbox"/> 0.875	<input checked="" type="checkbox"/> 0.875
Fin	<input checked="" type="checkbox"/> 0.875	<input checked="" type="checkbox"/> 0.875

Tipo Soletto ☒

S10 - FRIGO copertura Aggiorna Tipi

	daN/m²	Multiplic. X	Y	Z
Peso Proprio	533	0	0	-1
Sovr. Permanente	164	0	0	-1
Sovr. Accidentale	600	0	0	-1

Eccentricità cm

Iniziale ☒ 0

Finale ☒ 0

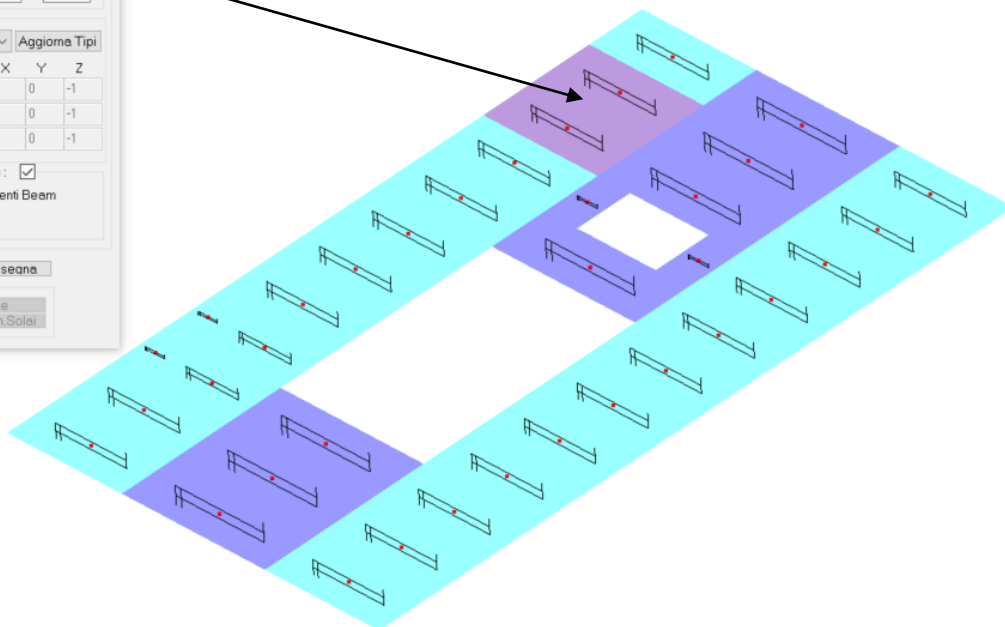
Scarica su: ☒ Elementi Beam

☐ Nodi

Visualizza Dati Elimina Assegna

Seleziona Richiama Applica a

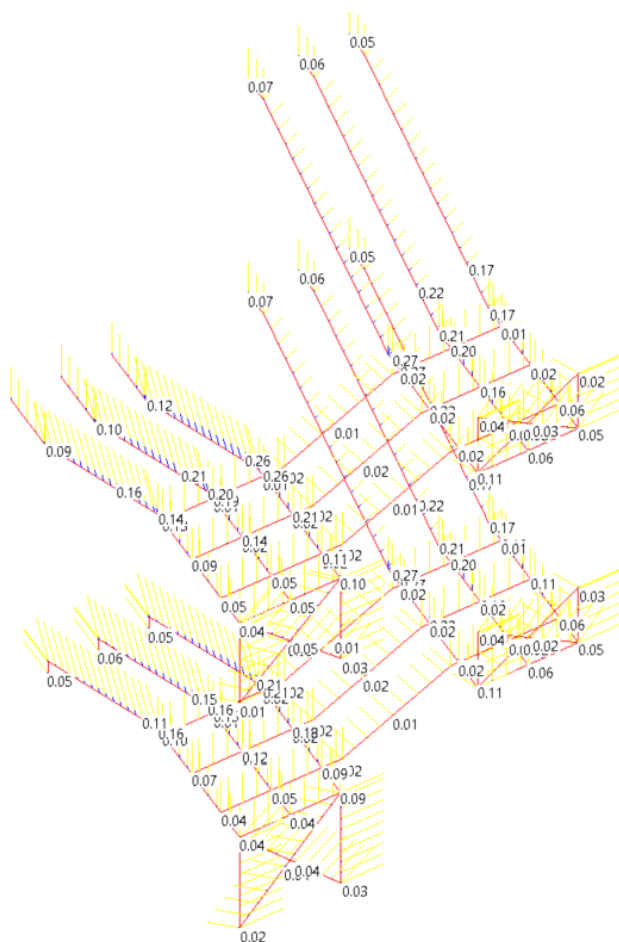
Lista Chiudi Selezione Intervallo Num. Solai



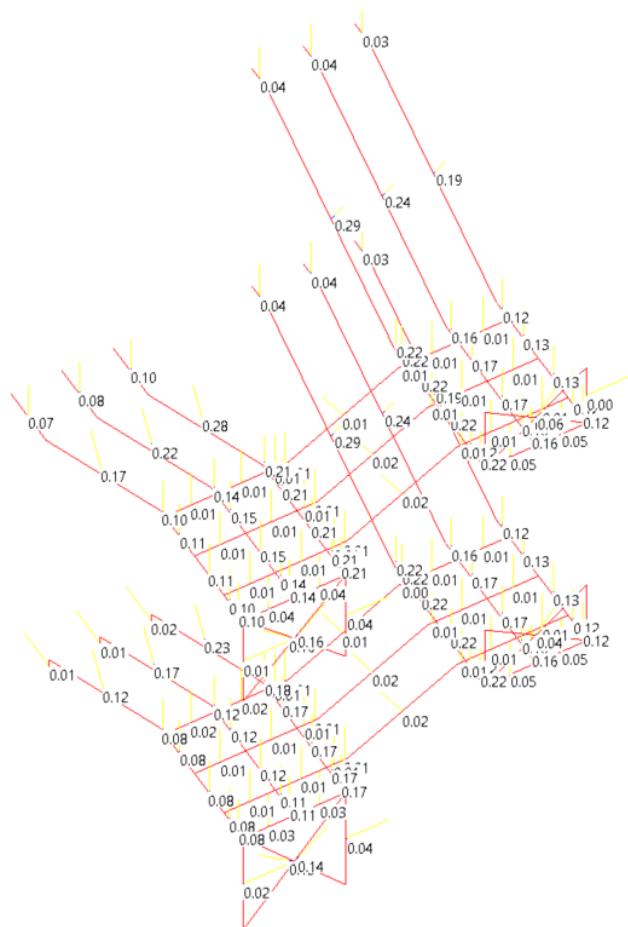
7 VERIFICHE

Nel presente capitolo, vengono riportate le verifiche della scala metallica 1 appartenente allo stralcio 2.

7.1 Verifiche degli elementi in carpenteria metallica



Verifiche di resistenza all'SLV dell'acciaio della scala metallica



Verifiche di instabilità all'SLV dell'acciaio della scala metallica