

# COMUNE DI SASSO MARCONI



## AREA "EX ALFA WASSERMANN" COMUNE DI SASSO MARCONI, FRAZIONE DI BORGONUOVO

PNRR - MISSIONE M5C2-COMPONENTE C2-INVESTIMENTO 2.3

PROGETTO PINQUA QUALITÀ DELL'ABITARE

FINANZIATO DALL'UNIONE EUROPEA - NEXT GENERATION EU

RUP: ING. ANDREA NEGRONI

ASSESSORE: GIANLUCA ROSSI

CUP B99J20002220001

## PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA DEGLI IMMOBILI E DELLE OPERE DI URBANIZZAZIONE AMMESSI AL FINANZIAMENTO

PROPONENTE:



COMUNE DI SASSO MARCONI  
P.ZZA DEI MARTIRI DELLA  
LIBERAZIONE N.6  
40037 SASSO MARCONI (BO)

TECNICO RESPONSABILE:

Arch. Nicola Marzot  
Arch. Luca Righetti

GRUPPO DI LAVORO:



TITOLO ELABORATO :

RELAZIONE SPECIALISTICA STRUTTURE

CODICI :	CODICE COMMESSA	TIPOLOGIA PROGETTO	TEMA	TIPO ELABORATO	REVISIONE CORRENTE	SCALA
RIFERIMENTIELABORATO: <b>S-01</b>	CIG: 9568925EB3	PRELIMINARE	PRG-S	RL	2	-
file:						

		DATA	NOTE DI REVISIONE:	REDATTO	APPROVATO
EMISSIONE		11.09.2023	EMISSIONE	Ing. Francesca Di Cato	Ing. Arch. Matteo Grilli
REV.	1	04.12.2023	RISPOSTE AI VALIDATORI	Ing. Francesca Di Cato	Ing. Arch. Matteo Grilli
	2	14.12.2023	RISPOSTE AI VALIDATORI - INTEGRAZIONI AGGIUNTIVE	Ing. Francesca Di Cato	Ing. Arch. Matteo Grilli
	3				

PROTOCOLLI E VISTI:



# Indice

<b>1</b>	<b>Introduzione.....</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale.....</b>	<b>6</b>
2.1	<i>Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche .....</i>	<i>6</i>
2.2	<i>Descrizione generale della struttura e della tipologia di intervento .....</i>	<i>6</i>
2.2.1	Strategia di progettazione strutturale .....	8
2.2.2	Descrizione della tipologia di intervento .....	10
2.2.3	Approfondimento sulle soluzioni tecnologiche di intervento .....	11
2.3	<i>Normativa tecnica e riferimenti tecnici .....</i>	<i>12</i>
2.4	<i>Definizione dei parametri di progetto che concorrono alla definizione dell'azione sismica.....</i>	<i>12</i>
2.4.1	Parametri sismici locali .....	16
2.4.2	Vita nominale .....	16
2.4.3	Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche .....	17
2.4.4	Fattore di comportamento .....	18
2.4.5	Stati limite e probabilità di superamento .....	20
2.4.6	Spettro di risposta elastico e di progetto.....	21
2.4.7	Riepilogo parametri per la caratterizzazione sismica .....	23
2.5	<i>Definizione delle azioni considerate sulla costruzione .....</i>	<i>24</i>
2.6	<i>Illustrazione dei criteri di progettazione e modellazione.....</i>	<i>24</i>
2.6.1	Linee guida per la modellazione globale.....	25
2.6.2	Modello strutturale.....	26
2.6.3	Valutazione delle azioni sulla costruzione .....	30
2.6.4	Metodo di definizione degli interventi .....	32
2.7	<i>Indicazione delle principali combinazioni delle azioni .....</i>	<i>32</i>
2.8	<i>Indicazione del metodo di analisi seguito.....</i>	<i>33</i>
2.8.1	Analisi lineare statica e dinamica.....	33
2.8.2	Effetti torcenti dovuti all'eccentricità accidentale.....	34
2.8.3	Sisma verticale .....	34
2.9	<i>Stati limite analizzati e relative verifiche.....</i>	<i>35</i>
2.10	<i>Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo.....</i>	<i>35</i>
2.11	<i>Presentazione dei risultati .....</i>	<i>36</i>
<b>3</b>	<b>Fascicolo dei calcoli .....</b>	<b>38</b>
3.1	<i>Predimensionamento solai.....</i>	<i>38</i>
3.1.1	Solai a travetti tralicciati .....	38
3.1.2	Solai alveolari .....	41
3.2	<i>Predimensionamento trave di piano .....</i>	<i>46</i>
3.2.1	Prescrizioni minime sull'armatura delle travi .....	46
3.3	<i>Prescrizioni minime sulle pareti in c.a. – nuclei di irrigidimento (vano scala e ascensore) .....</i>	<i>46</i>
3.4	<i>Calcolo del giunto sismico .....</i>	<i>47</i>
3.5	<i>Spostamenti massimi agli SLV secondo analisi lineare.....</i>	<i>48</i>

3.6	<i>Verifica della deformabilità torsionale</i> .....	49
3.7	<i>Verifiche di rigidezza (§7.3.6.1 NTC2018)</i> .....	53
3.7.1	Combinazioni agli Stati Limite di Operatività .....	54

# 1 Introduzione

---

La presente relazione ha come oggetto la progettazione delle opere strutturali per la realizzazione di un nuovo complesso di edifici destinato a soddisfare l'obiettivo di rigenerazione dell'area in cui sorge il sito industriale della società Alfa Wassermann, dismesso dagli anni '90, situata nel Comune di Sasso Marconi (BO).



*Figura 1: in evidenza in rosso lo stabilimento Alfa Wasserman.*

## 2 Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale

---

### 2.1 Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche

L'area oggetto di intervento è ubicata sul fondovalle inferiore della Valle del Reno fra le località residenziali di San Biagio a Nord nel Comune di Casalecchio di Reno e di Borgonuovo di Pontecchio Marconi a Sud nel Comune di Sasso Marconi.

Il comparto è circoscritto da infrastrutture di trasporto sui versanti est (ferrovia Porrettana), sud (bretella di connessione alla Nuova Porrettana e al casello autostradale Sasso Marconi Nord) e ovest (tracciato storico SS64 Porrettana).

A monte della Porrettana si sono sviluppate le aree residenziali, attraverso lottizzazioni edilizie a bassa densità, che in parte hanno integrato nel loro disegno d'impianto alcuni crinali secondari discendenti dal versante collinare dell'entroterra, in direzione Calderino e Mongardino. A valle, la presenza della ferrovia e dell'autostrada A1 hanno favorito la realizzazione di insediamenti a carattere produttivo-artigianale, in parte sfruttando ampi terrazzi fluviali della valle del Reno.

Tale area comprende gli edifici e l'area dell'ex stabilimento della ditta Alfa Wassermann Spa nel Comune di Sasso Marconi ed un'area agricola nel Comune di Casalecchio di Reno anch'essa di proprietà di Alfa Wassermann Spa.

### 2.2 Descrizione generale della struttura e della tipologia di intervento

Il progetto prevede la realizzazione di edifici destinati ad ospitare svariate funzioni al piano terra (residenze collettive e spazi comuni, biblioteca, studentato, ecc.) e spazi abitativi ai piani superiori.

**Gli edifici sono realizzati con una struttura di travi e pilastri in cemento armato gettato in opera e travi di fondazione con sezione rettangolare; i nuclei del vano scala ed ascensore sono costituiti da muri in c.a.**

La fondazione è realizzata con una platea di spessore  $h=50\text{cm}$  in corrispondenza dei moduli tipo e con un allargamento esterno rispetto alla sagoma dell'edificio di 50 cm; nei volumi che si sviluppano solo al piano terra, invece, si prevedono delle travi di fondazione di sez.  $80 \times 40\text{ cm}$ .

La fondazione si attesta ad una profondità di circa  $-1.00/-1.20\text{mt}$  dal piano di campagna.

La struttura presenta diversi giunti sismici tra ogni "modulo" tipo, ossia tra ogni elemento individuato come ripetibile nello sviluppo dell'intero edificio.

Ai fini di una semplificazione della progettazione strutturale, le due stecche di edificio previste per questa fase saranno suddivise in "n. moduli" (da 1 a 7) differenti a seconda della disposizione planimetrica al piano terra; ai piani superiori, invece, è individuabile un unico "modulo tipo". Si riportano di seguito alcuni schemi esplicativi di quanto suddetto.

- Piano terra

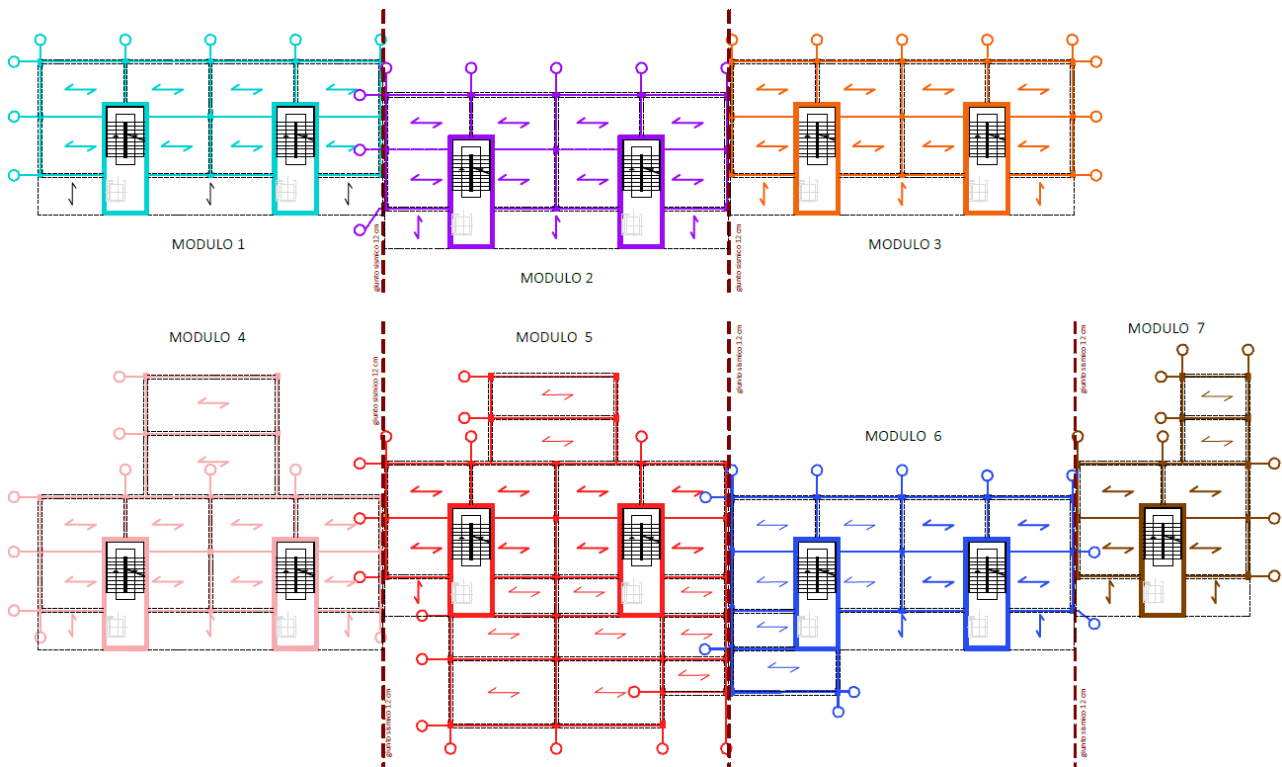


Figura 2: pianta piano terra. In celeste: modulo 1; in viola: modulo 2; in arancione: modulo 3; in rosa: modulo 4; in rosso: modulo 5; in blu, modulo 6; in marrone: modulo 7.

Le linee in rosso rappresentano le direttrici lungo le quali si prevede la realizzazione del giunto sismico, di sp. 12 cm.

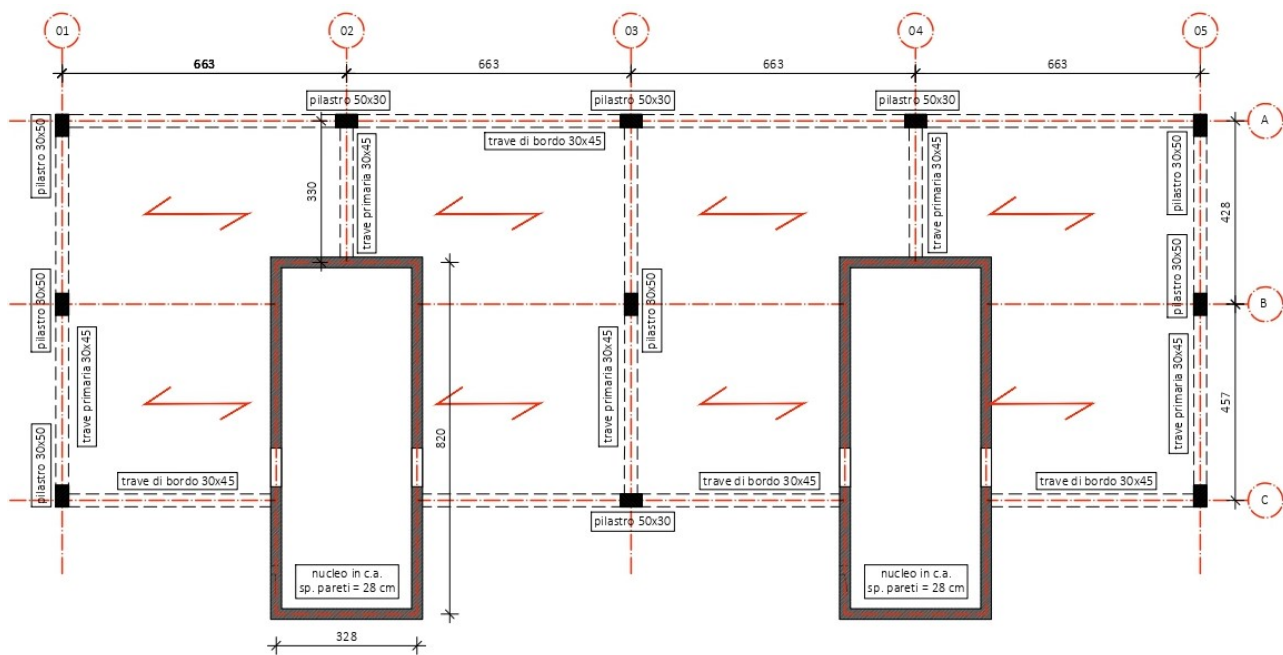
La struttura di elevazione è in travi e pilastri in cemento armato con solai prevalentemente in latero-cemento a travetti tralicciati, pignatte e getto di completamento con soletta armata. Tra un piano di calpestio e l'altro vi è un'altezza di  $h=3.30\text{mt}$ . I solai a copertura di ambienti con luci elevate e quelli a sostegno di carichi elevati, come nel caso delle due centrali termiche in copertura, saranno realizzati con lastre alveolari prefabbricate.

Si sottolinea che, dei 13 nuclei in c.a. presenti, in cui si articolano scale ed ascensore, solo 8 proseguono in elevazione rispetto alla quota di gronda della copertura, al fine di ospitare una ulteriore rampa di scale per permettere l'accesso alla copertura stessa. Gli altri 5 nuclei invece, arrivano al pari della copertura dell'edificio. Per maggiore chiarezza di quanto suddetto si faccia riferimento agli elaborati del progetto architettonico.

- Piano primo, secondo e terzo

Si riporta di seguito lo schema strutturale del "**modulo tipo**" ripetibile in tutto lo sviluppo in pianta e in altezza nei piani primo, secondo e terzo:





## 2.2.1 Strategia di progettazione strutturale

Si fa osservare che, per questa fase di progettazione preliminare, si effettua la modellazione globale di due moduli rispetto ai 7 individuati nella fig. 2:

- il modulo 1 individuato come "modulo tipo", in quanto costituisce la struttura standard e ripetuta in tutti gli altri moduli;
- il modulo 5 in quanto è quello meno standardizzabile per la presenza una planimetria del piano terra più articolata ed è caratterizzato, assieme al modulo 2, dalla presenza della centrale termica in copertura. Da questi due moduli presi in analisi, si progettano le dimensioni degli elementi costruttivi del singolo modulo e tali dimensioni sono estendibili agli altri moduli abitativi, in quanto del tutto analoghi; si rimanda alla fase esecutiva di progettazione la verifica dettagliata di tutti gli elementi strutturali e che tiene conto delle piccole differenze o particolarità proprie di ogni modulo.

In particolare, si è proceduto mediante computazione metrica estimativa del solo "modulo tipo" individuato come elemento ripetibile nell'intero sviluppo dell'area di intervento; di questo si hanno dati specifici sulle quantità che derivano dalla modellazione strutturale. La cifra che ne consegue per la sua realizzazione, viene utilizzata per stimare un valore di €/mq da estendere alle rimanenti aree.



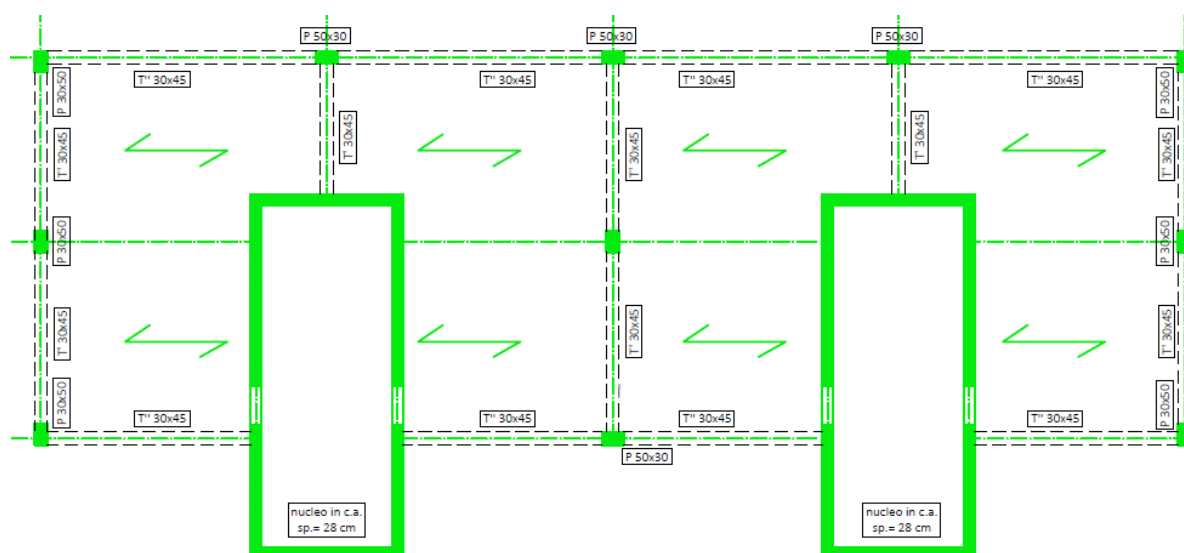


Figura 4: schema unifilare modulo tipo, PIANTA PIANO TERRA.

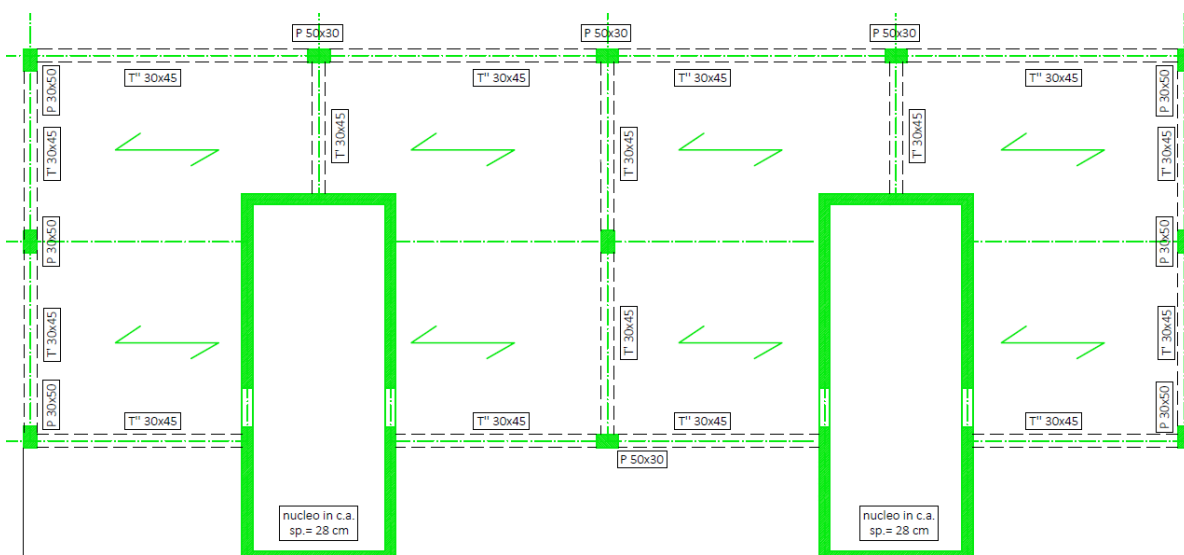


Figura 4: schema unifilare modulo tipo, PIANTA PIANO PRIMO, SECONDO E TERZO.

## 2.2.2 Descrizione della tipologia di intervento

Trattasi di intervento di NUOVA COSTRUZIONE.

La seguente relazione fa riferimento ai soli interventi di opere strutturali.

### DEFINIZIONE DELLA TIPOLOGIA STRUTTURALE (par.7.4.3.1 NTC2018)

Secondo le NTC2018 le strutture sismo-resistenti in calcestruzzo armato previste dalle presenti norme possono essere classificate in diverse tipologie. La struttura nel caso in analisi è riconducibile alla tipologia seguente:

*“strutture miste telaio-pareti, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell’azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di strutture miste equivalenti a telai, altrimenti si parla di strutture miste equivalenti a pareti”*

Si tratta, infatti, di una struttura a telaio con nuclei irrigidenti realizzati con più pareti di taglio. In questo caso, i nuclei irrigidenti sono in corrispondenza del vano scala. La presenza di tali nuclei di pareti rigide aumenta complessivamente la rigidezza dei telai in c.a. che sono progettati in duttilità (e dunque prevalenza di elementi di telai snelli, con rottura di tipo duttile ossia per flessione o pressoflessione) piuttosto che in resistenza (elementi tozzi e tipo di rottura fragile, a taglio).

In questo caso, più del 50% dell’azione orizzontale è assorbita dalle pareti, essendo la loro rigidezza superiore rispetto ai pilastri, per cui si può definire nello specifico una struttura “mista equivalente a pareti”.

Si riportano di seguito alcune scelte progettuali:

- 1) Si prevede la realizzazione di pilastri in c.a. delle dimensioni costanti lungo tutte le elevazioni e sezione 45x30cm lungo l’asse x (asse longitudinale dell’edificio) e di sezione 30x45cm lungo l’asse y (asse trasversale dell’edificio);
- 2) si prevede un sistema di travi portanti (primarie) disposte nella direzione trasversale dell’edificio (lato corto) e solaio in travetti tralicciati prefabbricati e pignatte in laterizio e getto di completamento con soletta collaborante 24+4 cm per i piani di elevazione; travi secondarie di bordo di sezione 30x45cm dirette lungo la direzione longitudinale dell’edificio; in particolare, in corrispondenza delle centrali termiche che verranno situate in copertura, si prevede localmente la realizzazione di solai monodirezionali con lastre alveolari in c.a.p. di spessore variabile a seconda della luce che coprono +5 cm di soletta collaborante;
- 3) i nuclei del vano scala ed ascensore saranno realizzati con pareti in c.a. di sp. 28 cm ed i solai a copertura del vano saranno anch’essi in travetti tralicciati con getto di completamento e soletta;
- 4) la tipologia di scala adottata è a soletta rampante con spessore della soletta  $s=15$  cm;
- 5) si prevede un sistema di fondazione realizzato mediante platea in c.a. sp. 50 cm in corrispondenza dei moduli tipo e delle travi di fondazione di sez.80x40 cm nei volumi che si sviluppano solo al piano terra.

### 2.2.2.1 Comportamento strutturale

Si sceglie di adottare un comportamento strutturale dissipativo: *“nella valutazione della domanda un numero elevato di membrature e/o collegamenti evolvono in campo plastico, mentre la restante parte della struttura rimane in campo elastico o sostanzialmente elastico.”*

### 2.2.2.2 Classi di duttilità

Una costruzione a comportamento strutturale dissipativo deve essere progettata per conseguire una delle due Classi di Duttilità (CD):

- Classe di Duttilità Alta (CD"A"), ad elevata capacità dissipativa;
- Classe di Duttilità Media (CD"B"), a media capacità dissipativa.

In questo caso si sceglie una Classe di Duttilità Alta (CD"A").

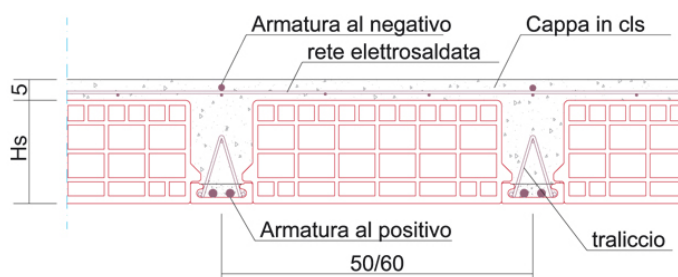
## 2.2.3 Approfondimento sulle soluzioni tecnologiche di intervento

### 2.2.3.1 Solaio latero-cemento gettato in opera

In tutti i piani si prevede la realizzazione di impalcati monodirezionali, in cui la trasmissione dei carichi avviene secondo una sola direzione, determinando un'orditura primaria e una secondaria riproposta uguale in tutti i piani.

Si utilizza un sistema di solaio tipo BAUSTA, composto da travetti prefabbricati di latero-cemento con tralicci elettrosaldati i cui ferri inferiori sono inglobati in un getto di calcestruzzo contenuto all'interno di una fila di fondelli di laterizio con sezione a "C"; nel getto di calcestruzzo sono inserite barre di acciaio dimensionate in base ai momenti flettenti di esercizio. I travetti prefabbricati sostengono blocchi forati in laterizio.

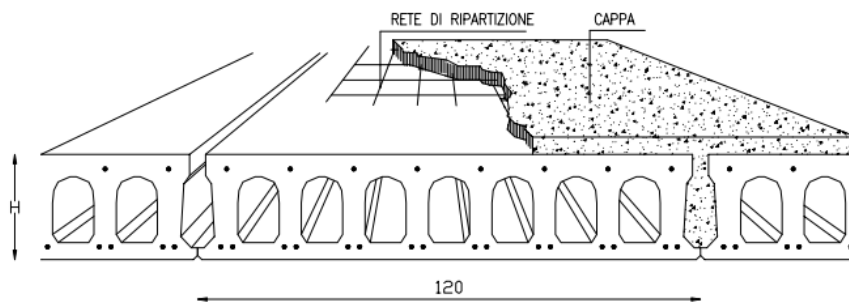
Si tratta di solai che non sono autoportanti, ossia necessitano di puntelli durante la messa in opera ma non di necessitano di tavolato, al contrario di quelli gettati in opera, quindi si riesce a garantire una maggiore rapidità esecutiva.



### 2.2.3.2 Solai prefabbricati alveolari

Ai piani primo e terzo è stato ritenuto necessario l'utilizzo di solai alveolari in virtù della loro elevata resistenza e la possibilità di coprire ampie luci con spessori relativamente contenuti. In corrispondenza dei solai a sostegno della centrale termica in copertura saranno poste lastre alveolari in C.A.P.. Inoltre, come usuale, si ricorrerà agli stessi per realizzare la struttura di orizzontamento di specchiature al piano primo che fungono da copertura a spazi di grandi dimensioni del piano terra, quali emeroteca e spazi comuni dello studentato.

Tali lastre sono prodotte con larghezza modulare standard di cm 120 e lunghezza a misura di impalcato; sono realizzate con calcestruzzo vibrato del tipo C45/55 e la precompressione è ottenuta con l'impiego di trefoli in acciaio armonico stabilizzato. Al di sopra delle lastre si prevede un getto di soletta collaborante armata di sp. 5cm.



## 2.3 Normativa tecnica e riferimenti tecnici

- NTC2018 – *Norme tecniche per le costruzioni* - approvate con Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. - *Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.*
- DPCM 9 Febbraio 2011 - *Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008*

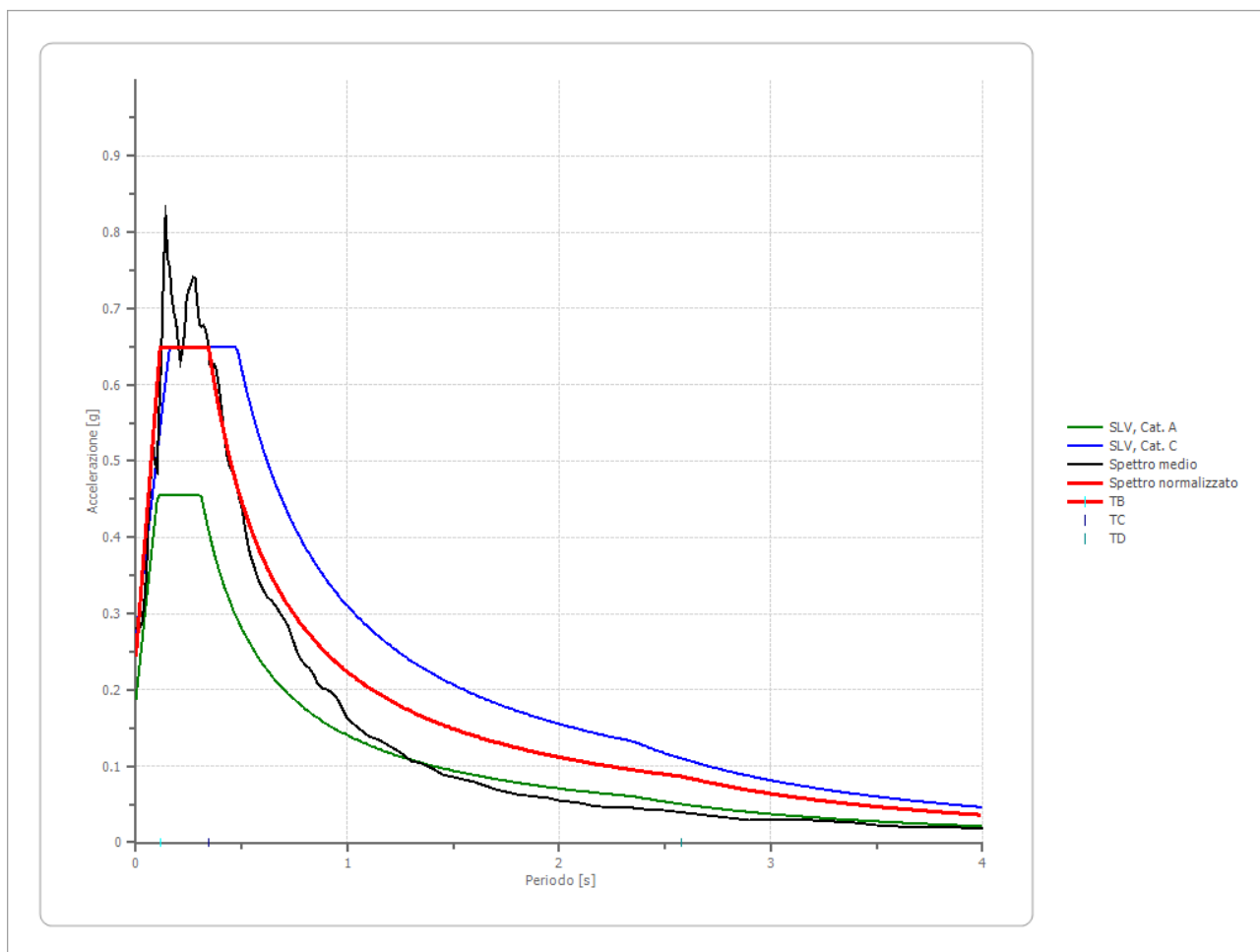
## 2.4 Definizione dei parametri di progetto che concorrono alla definizione dell'azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ . La definizione della pericolosità sismica di base si ottiene determinando i seguenti parametri riportati nelle NTC2018:

- Parametri sismici locali;
- Vita nominale;
- Classe d'uso e coefficiente d'uso;
- Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche;
- Fattore di struttura;
- Stati limite e probabilità di superamento;
- Spettri di risposta elastici e di progetto;
- Accelerazione al suolo;
- Riepilogo parametri per la caratterizzazione sismica.

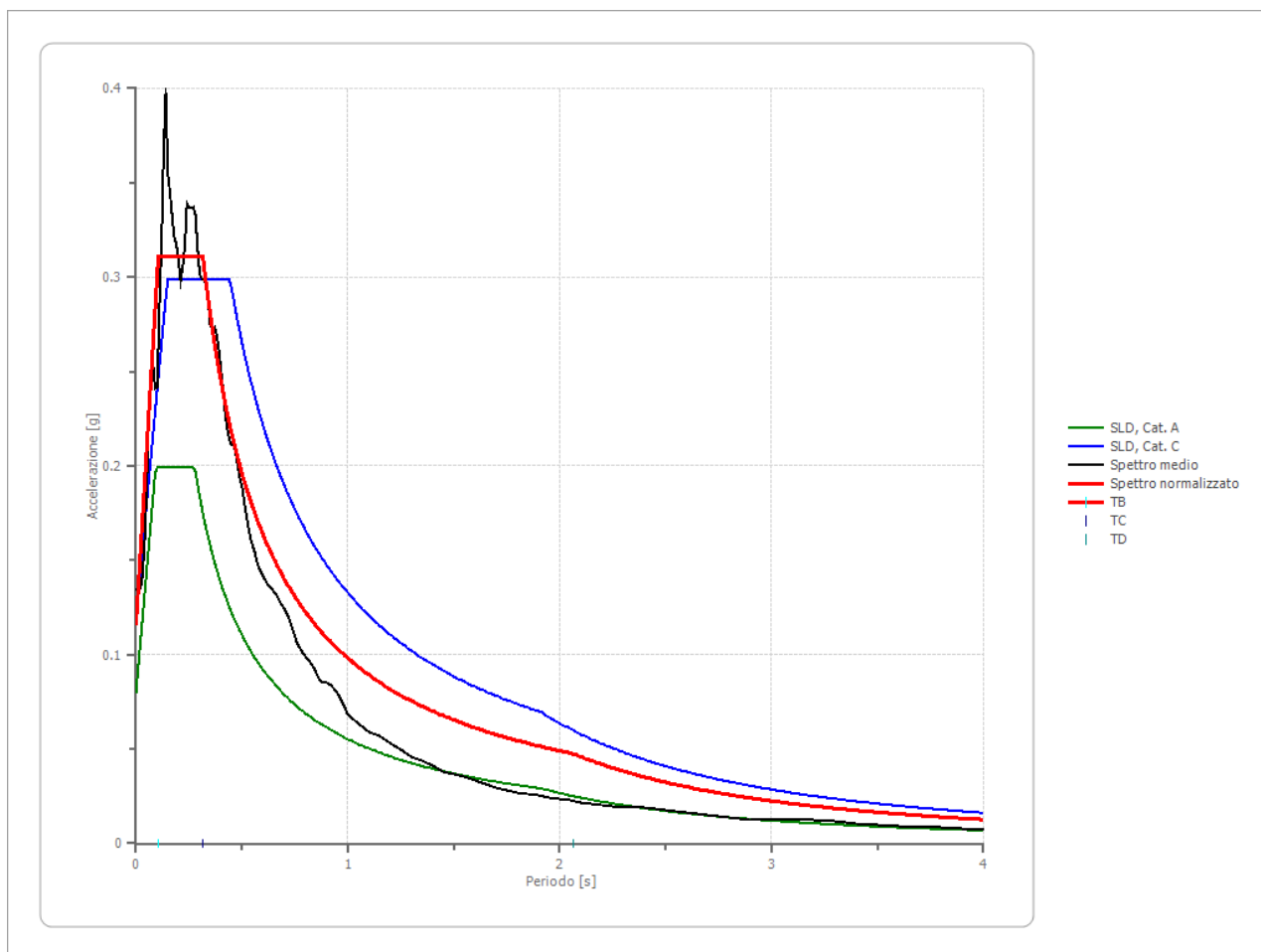
### NOTA:

Pur disponendo dell'analisi di risposta sismica locale, si sceglie di procedere con utilizzo dello spettro semplificato da normativa in quanto graficamente è evidente che lo spettro normalizzato agli SLV, ottenuto dall'analisi RSL è quasi sempre inferiore rispetto allo spettro semplificato da normativa allo SLV, mentre raggiunge una completa sovrapposizione in corrispondenza del plateau:



Stessa cosa si può dedurre dallo spettro agli SLD, riportato a seguire, dove l'andamento della curva dello spettro normalizzato è sempre inferiore a quello da normativa, ad eccezione del plateau che comunque fa riferimento a un range di periodo di vibrazione piuttosto ridotto. Nel tratto iniziale, invece, prima del plateau, i due andamenti dello spettro sono quasi sovrapposti.

Di conseguenza, si ritiene peggiorativo il caso di spettro semplificato da normativa e per tale motivo, ossia nell'ottica di modellare a favore di sicurezza, viene utilizzato nell'analisi.



Come ulteriore conferma della possibilità di utilizzo dello spettro da normativa al posto di quello dall'analisi RSL, si effettua il controllo di accettabilità dello spettro RSL stesso, in quanto esso, per poter essere utilizzato e dunque attendibile, non si deve discostare troppo da quello di normativa e non deve superarlo puntualmente oltre una certa percentuale, secondo alcuni criteri riportati di seguito. Il controllo di accettabilità è previsto dalla Ordinanza n. 55 – 24/04/2018.

Al fine di definire lo spettro elastico di progetto, il progettista delle strutture deve confrontare lo spettro di risposta medio regolarizzato (secondo il metodo riportato in Appendice 1 della suddetta Ordinanza) ottenuto dall'analisi di risposta sismica locale con quello ottenuto con l'approccio semplificato della normativa sismica, per la categoria di sottosuolo in corrispondenza del manufatto e per il tempo di ritorno previsto. L'intervallo di periodi da considerare per il confronto tra lo spettro di RSL e quello di norma dell'approccio semplificato è determinato considerando i periodi di vibrazione di interesse dell'opera nelle due direzioni principali, ossia il minore,  $T_{min}$  e il maggiore,  $T_{max}$ , dei tre periodi di vibrazione dell'edificio (inteso come struttura tridimensionale) con massa partecipante più elevata, tenendo anche conto dell'elongamento degli stessi durante la risposta sismica. Tale intervallo è compreso tra  $T_{min}$  e  $2T_{max}$ .

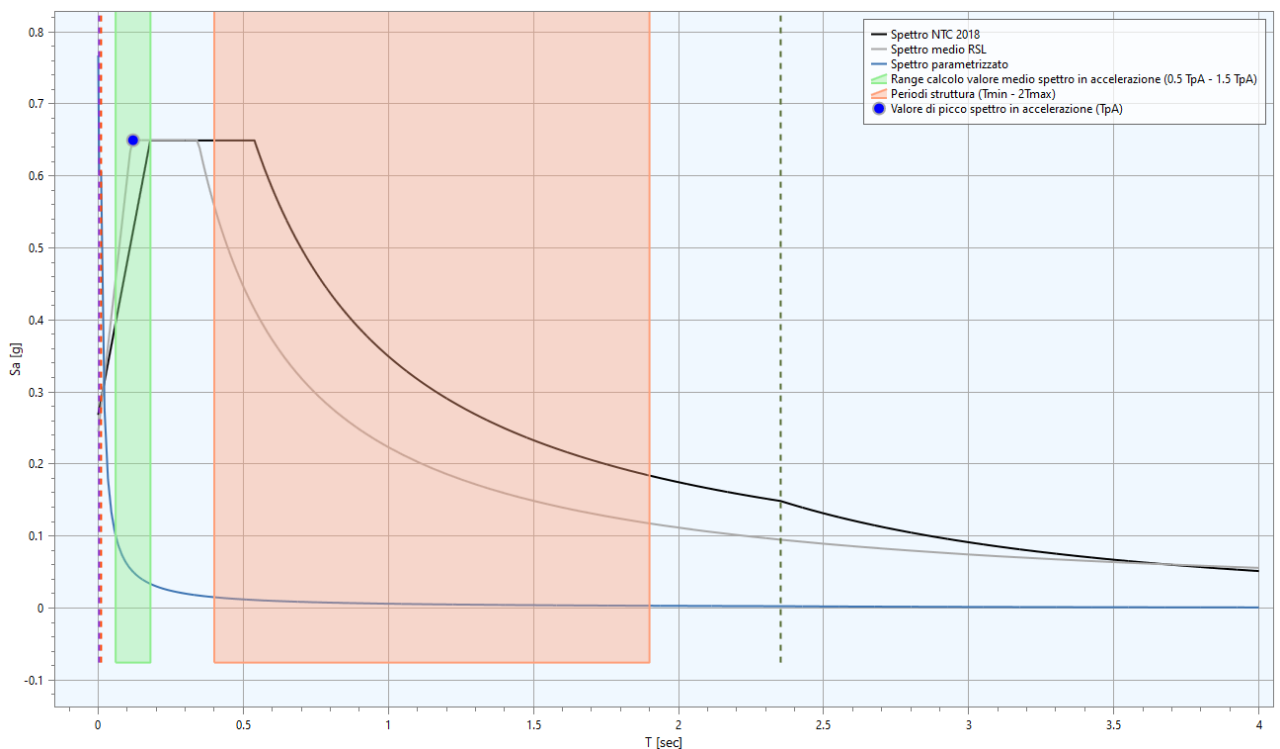
In questo intervallo dovranno essere valutate le seguenti due condizioni:

- 1) lo spettro di RSL supera puntualmente in misura maggiore del 30% lo spettro semplificato di norma;
- 2) l'integrale dello spettro di RSL è superiore del 20% rispetto al corrispondente integrale dello spettro semplificato di norma.

Se nessuna delle due condizioni è verificata si può usare lo spettro semplificato delle NTC, se almeno una delle condizioni è verificata si usa lo spettro RSL.

Si riporta di seguito solamente l'esito della verifica di confronto tra spettro ottenuto con lo studio di RSL e lo spettro dell'approccio semplificato delle NTC2018 nel caso di SLV (Stato limite di Salvaguardia della vita):

$T_{min}$ [sec]	$T_{max}$ [sec]	Rapporto puntuale [%]	Rapporto integrale [%]	Esito
0.40	0.95	-97.68 > 30%	-98.23 > 20%	Lo spettro semplificato può essere utilizzato per la progettazione.

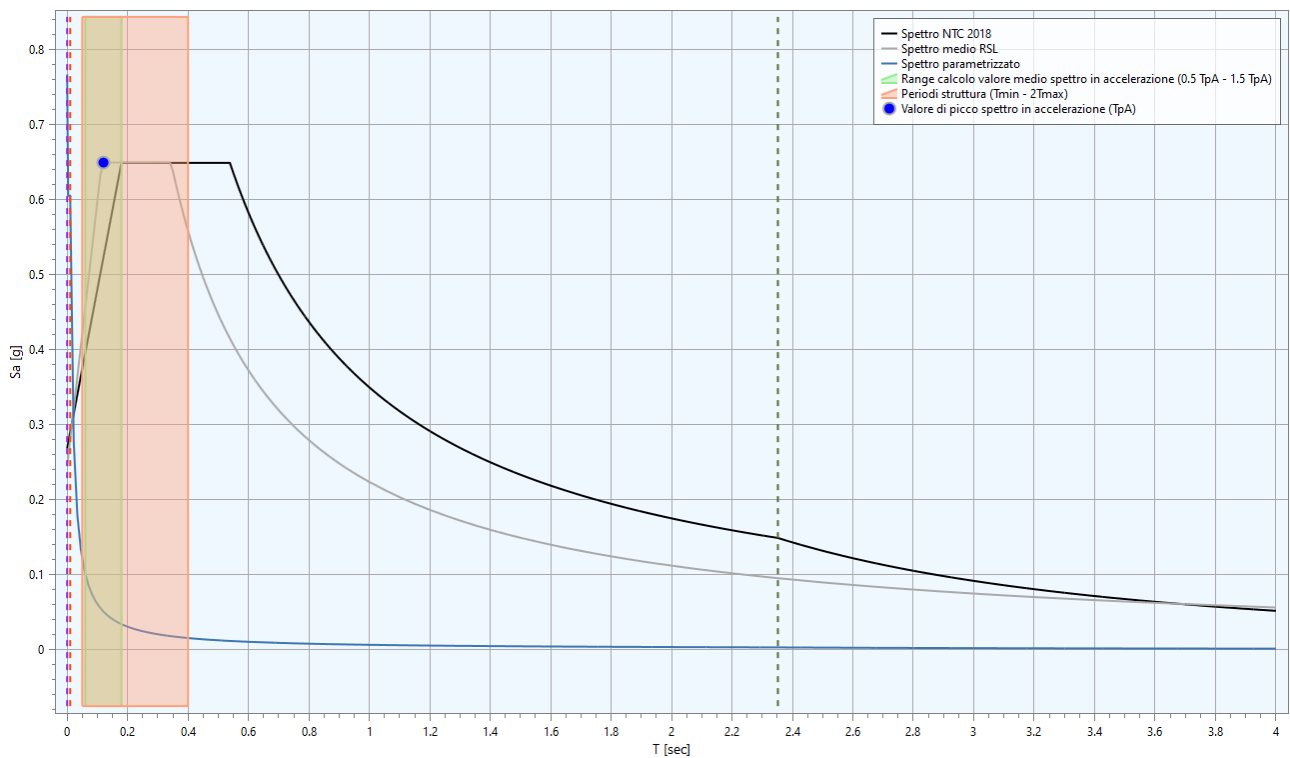


§3.2 Ordinanza n. 55 del 24 aprile 2018		
$T_{min}$	[sec]	0.40
$T_{max}$	[sec]	0.95
Integr. spettro MS3	[g*s]	0.0094
Integr. spettro NTC	[g*s]	0.5279
Rapporto puntuale	[%]	-97.68
Rapporto integrale	[%]	-98.23
Esito confronto	Lo spettro semplificato di norma può essere utilizzato per la progettazione.	

Entrambe le condizioni sono verificate, dunque utilizzare lo spettro da normativa risulta più conservativo che utilizzare l'approccio RSL e quindi i parametri sismici adottati saranno quelli forniti dallo spettro semplificato da normativa.

Se si fa un ulteriore controllo a favore di sicurezza considerando un intervallo di periodi tale da includere solo il tratto iniziale ed il plateau, unici punti in cui le curve si differenziano; segue lo stesso tale esito positivo:





53.2 Ordinanza n. 55 del 24 aprile 2018		
Tmin	[sec]	0.05
Tmax	[sec]	0.20
Integr. spettro MS3	[g*s]	0.0125
Integr. spettro NTC	[g*s]	0.2072
Rapporto puntuale	[%]	-67.37
Rapporto integrale	[%]	-93.96
Esito confronto	Lo spettro semplificato di norma può essere utilizzato per la progettazione.	

### 2.4.1 Parametri sismici locali

I parametri sismici locali sono definiti in funzione delle coordinate geografiche del sito della costruzione:

Longitudine (ED50): 11.274957

Latitudine (ED50): 44.449401

### 2.4.2 Vita nominale

La vita nominale  $V_N$  di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è prevista che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

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

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

La classe d'uso è definita in riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso in condizioni sismiche. Il valore del coefficiente d'uso  $C_u$  è definito al variare della classe 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 per l'ambiente. 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 DM 5/11/2001, 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.

Vita nominale della struttura:  $V_n = 50$  anni (costruzioni con livelli di prestazioni ordinari)

Classe d'uso: III (costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi)

Coefficiente d'uso:  $C_u = 1,5$

**Tabella C2.4.I. - Intervalli di valori attribuiti a  $V_R$  al variare di  $V_N$  e  $C_U$**

VITA NOMINALE $V_N$	VALORI DI $V_R$			
	CLASSE D'USO			
	I	II	III	IV
$\leq 10$	35	35	35	35
$\geq 50$	$\geq 35$	$\geq 50$	$\geq 75$	$\geq 100$
$\geq 100$	$\geq 70$	$\geq 100$	$\geq 150$	$\geq 200$

Periodo di riferimento:  $V_r = V_n \times C_u = 75$  anni

### 2.4.3 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

Si fa riferimento alle caratteristiche geologiche riportate nella relazione geologica:

**Tab. 3.2.III – Categorie topografiche**

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

**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>

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

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

Categoria del suolo di fondazione: C;

Categoria topografica T1;

Coefficiente di amplificazione topografica:  $ST=1.0$

## 2.4.4 Fattore di comportamento

Nel caso di analisi lineare, la domanda sismica per strutture a comportamento sia non dissipativo, sia dissipativo, può essere ridotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento  $q$ .

I valori attribuibili a  $q$  variano in funzione del comportamento strutturale (dissipativo o non dissipativo).

**Tab. 7.3.I – Limiti su  $q$  e modalità di modellazione dell'azione sismica**

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Nel caso studio in oggetto, si considera un **comportamento strutturale dissipativo**, per cui si richiede un comportamento duttile alla struttura, ossia alcune zone (dette zone dissipative) vengono appositamente progettate per evolvere in campo plastico in presenza di un evento sismico, mentre la restante parte rimane in campo elastico. Pertanto è richiesta la progettazione in capacità e di conseguenza l'applicazione del principio di gerarchia delle resistenze, che assicura che per un sistema strutturale i meccanismi di rottura duttili si manifestino prima dei meccanismi di rottura fragili.

Secondo la tabella soprariportata, segue che  $q$  allo SLV può essere maggiore di 1,5.

**Fattore di comportamento relativo allo SLV**  $\rightarrow q_{lim} = q_0 \cdot K_R$  (par. 7.3.1 NTC2018 analisi lineare o non lineare)

Dove:

- $K_R$  è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza. In questo caso a favore di sicurezza si considera la struttura NON regolare in altezza ( $K_R=0.8$ );
- $q_0$  è il valore base del fattore di comportamento allo SLV con cui individuare lo spettro di progetto da utilizzare nelle analisi lineari, che differisce in base alla classe di duttilità; in questo caso si adotta una CD-A; il valore di  $q_0$  corrispondente è indicato in Tab. 7.3.II:

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

Tipologia strutturale	$q_0$	
	CD "A"	CD "B"
<b>Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)</b>		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5

Nel par. 7.3.1 si specifica che per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di  $\alpha_u / \alpha_1$  pari alla media tra 1,0 e i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Nel caso in esame, per costruzioni in c.a. il rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  viene stabilito nel §7.4.3.2 NTC2018 per strutture regolari in pianta:

- b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti
- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$
  - altre strutture a pareti non accoppiate  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
  - strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$

Tuttavia a favore di sicurezza si considera una struttura non regolare in pianta, per cui si considera la media tra 1,0 e 1,2.

Segue che:

- $\alpha_u/\alpha_1 = 1.10$

Valore di base del fattore di comportamento allo SLV:

$$q_0 = 3,0 \cdot \alpha_u/\alpha_1 = 4,5 \cdot 1.10 = 4,95$$

- **Fattore di comportamento**  $\rightarrow q_{lim} = q_0 \cdot K_R = 4,95 \cdot 0,8 = \underline{3,96}$

N.B. Tuttavia, il fattore di comportamento adottato sarà pari a  $q_{SLD} = 1$  in quanto le accelerazioni sismiche allo SLV, a seguito dell'applicazione del fattore di comportamento, sono risultate minori delle accelerazioni sismiche allo SLD (vedi par. 2.4.8 "Spettro di risposta elastico e di progetto" della presente relazione).

## 2.4.5 Stati limite e probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche, gli stati limite di esercizio (SLE) comprendono:

- Stato Limite di Operatività (SLO)
- Stato Limite di Danno (SLD)

Gli stati limite ultimi (SLU) comprendono:

- Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato Limite di Collasso (SLC)

Ad ogni stato limite viene associata la relativa probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati (tab.3.2.I NTC2018):

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

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

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

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

Ne conseguono i seguenti tempi di ritorno per ogni probabilità di eccedenza:

Stato limite		PVR (%)	Tr (anni)
Stati limite di esercizio	SLO	81	45
	SLD	63	75
Stati limite ultimi	SLV	10	712
	SLC	5	1462

#### RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE (par. 7.3.6 NTC2018)

Le verifiche degli elementi strutturali primari (ST) si eseguono, come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU):

- nel caso di comportamento strutturale dissipativo, in termini di rigidità (RIG), di resistenza (RES) e di duttilità (DUT) (quando richiesto), applicando le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità.

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

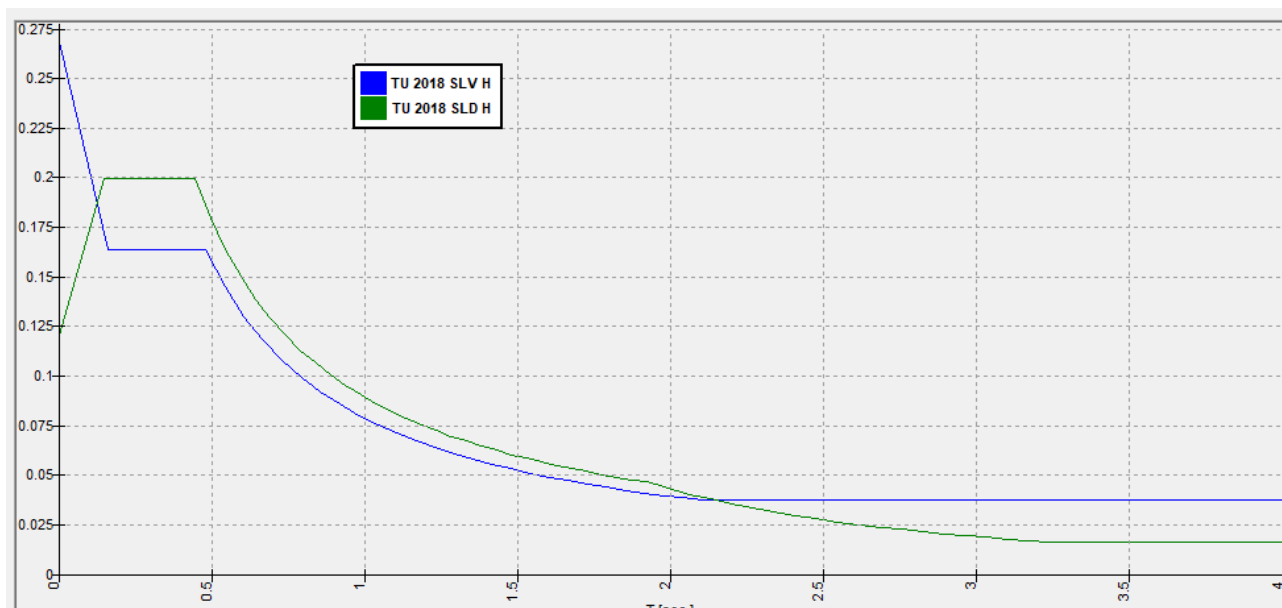
STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM <sup>(*)</sup>
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT <sup>(**)</sup>			DUT <sup>(**)</sup>		

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

<sup>(\*\*)</sup> Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

## 2.4.6 Spettro di risposta elastico e di progetto

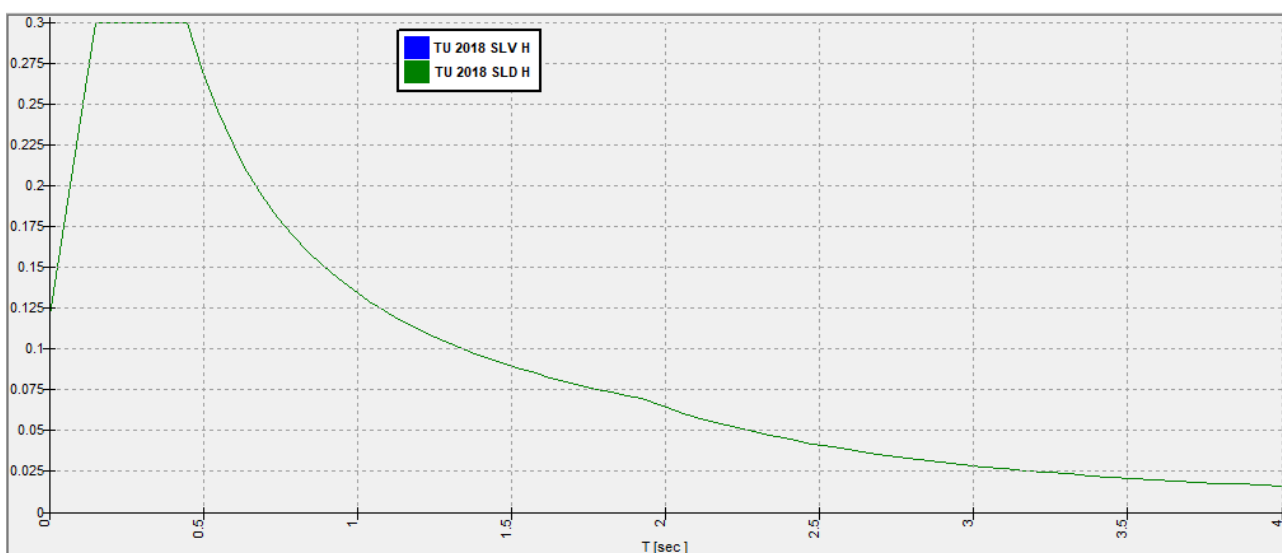
Nel caso in analisi, dall'esame degli spettri, le accelerazioni sismiche allo SLV, a seguito dell'applicazione del fattore di comportamento, sono risultate minori delle accelerazioni sismiche allo SLD. Questo può accadere quando nella progettazione allo SLV si adottano fattori di comportamento  $q$  elevati (in questo caso, essendo in CD-A,  $q=3.96$ ):



Le NTC2018 prevedono la possibilità di correggere lo spettro di risposta, riducendo il valore del fattore di comportamento, in modo tale da rendere le ordinate dello spettro di risposta allo SLV, pari alle ordinate dello spettro di risposta allo SLD.

*“Qualora la domanda in resistenza allo SLV risulti inferiore a quella allo SLD, si può scegliere di progettare la capacità in resistenza sulla base della domanda allo SLD invece che allo SLV. In tal caso il fattore di comportamento allo SLV deve essere scelto in modo che le ordinate dello spettro di progetto per lo SLV siano non inferiori a quelle dello spettro di progetto per lo SLD.” (par. 7.3.1. NTC2018)*

Di conseguenza, si impone lo spettro SLV uguale a quello SLD, da cui segue il seguente spettro:



Anche il **fattore di comportamento cambia**, in quanto viene considerato quello relativo allo SLD; la normativa impone come unica limitazione che  $q_{SLD} \leq 1,5$  (tab. 7.3.I NTC2018) tuttavia, non definisce nello specifico come fissare tale valore. Cautelativamente, si considera  $q_{SLD} = 1$  in quanto considerarlo maggiore di 1 significa accettare lievi danneggiamenti per sismi con tempo di ritorno SLD; poiché l'edificio è in classe III, si ritiene opportuno agire a favore di sicurezza.

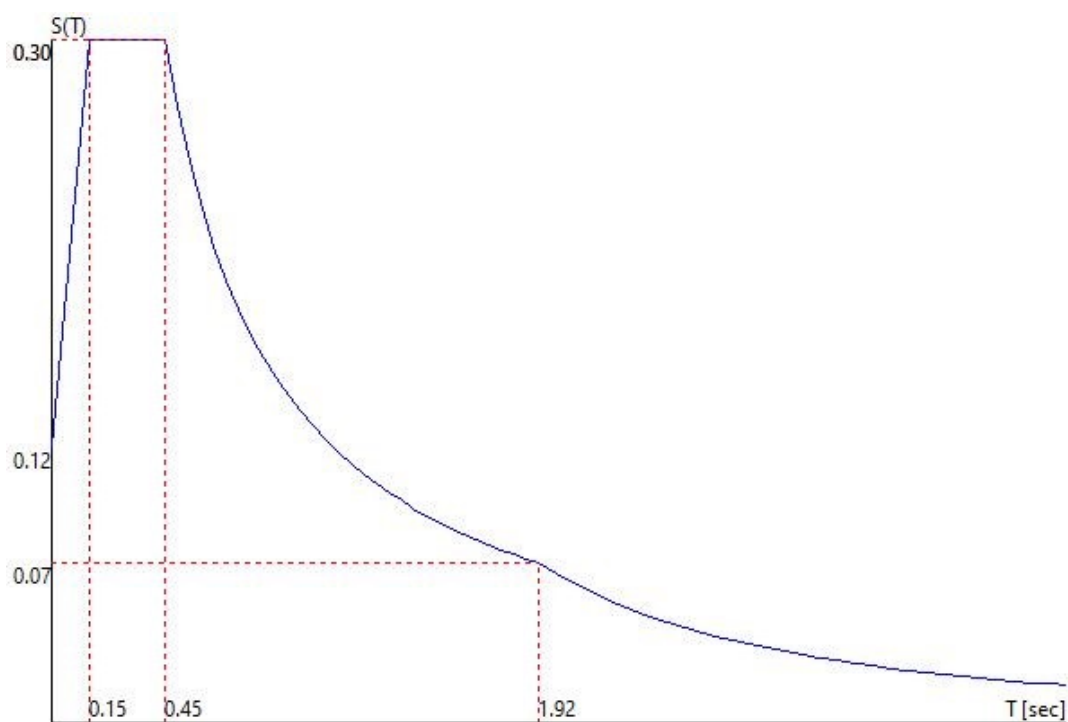
**Si riportano di seguito i parametri sismici dello spettro SLD considerato:**

TU 2018 SLD H



Probabilità di superamento ( $P_{VR}$ ) 63.0 e periodo di ritorno ( $T_R$ ) 75 (anni)

- $S_s$  1.500
- $T_B$  0.15 [sec]
- $T_C$  0.45 [sec]
- $T_D$  1.92 [sec]
- $a_g/g$  0.0802
- $F_o$  2.4888
- $T_C^*$  0.2800



## 2.4.7 Riepilogo parametri per la caratterizzazione sismica

Ubicazione: Comune di Sasso Marconi (BO) - Zona 3 (Zona con pericolosità sismica bassa)

Coordinate geografiche del sito d'intervento (ED50): Longitudine: 11.274957 Latitudine: 44.449401

Categoria del suolo di fondazione: C;

Categoria topografica T1;

Coefficiente di amplificazione topografica:  $ST=1.0$

Vita nominale della struttura:  $V_n=50$  anni

Classe di duttilità: CD-A (Classe di Duttilità "Alta")

Fattore di comportamento per sisma orizzontale:  $q_{SD} = 1$

## 2.5 Definizione delle azioni considerate sulla costruzione

I carichi agenti sulla costruzione sono da considerare in genere applicati staticamente e derivano in particolare dai pesi propri dei materiali strutturali, dai carichi permanenti non strutturali e dai sovraccarichi.

### **PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI**

Le azioni permanenti gravitazionali associate ai pesi propri dei materiali strutturali sono derivate dalle dimensioni geometriche e dai pesi dell'unità di volume dei materiali con cui sono realizzate le parti strutturali della costruzione.

### **CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI**

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi presenti sulla costruzione durante il suo normale esercizio, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.

Le azioni permanenti gravitazionali associate ai pesi propri dei materiali non strutturali sono derivate dalle dimensioni geometriche e dai pesi dell'unità di volume dei materiali con cui sono realizzate le parti non strutturali della costruzione

### **SOVRACCARICHI**

I sovraccarichi, o carichi imposti, comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti  $q_k$
- carichi verticali concentrati  $Q_k$
- carichi orizzontali lineari  $H_k$

I valori nominali e/o caratteristici di  $q_k$ ,  $Q_k$  ed  $H_k$  sono riportati nella Tab. 3.1.II delle NTC2018.

## 2.6 Illustrazione dei criteri di progettazione e modellazione

In questa parte vengono riportate tutte le informazioni e le considerazioni necessarie, ad un soggetto non coinvolto nella fase di valutazione della sicurezza e progettazione, per la comprensione: della struttura, dei suoi sottosistemi e del loro comportamento statico (e dinamico, se pertinente); delle scelte progettuali e delle loro motivazioni; dei criteri e dei principali parametri che caratterizzano il dimensionamento, l'analisi e la verifica delle strutture.

- L'edificio in oggetto si configura come nuova costruzione con STRUTTURA MISTA EQUIVALENTE A PARETI in accordo con le NTC2018.
- La verifica è stata condotta mediante l'analisi statica e l'analisi dinamica modale lineare CON condensazione di piano.

- Si considera un comportamento della struttura dissipativo (CD-A).

L'edificio è stato analizzato mediante codice automatico di calcolo En.Ex.Sys (Engineering Expert Systems) – WinStrand - Informa, versione 2022 – 065.

### 2.6.1 Linee guida per la modellazione globale

Di seguito si riportano le principali ipotesi alla base della modellazione:

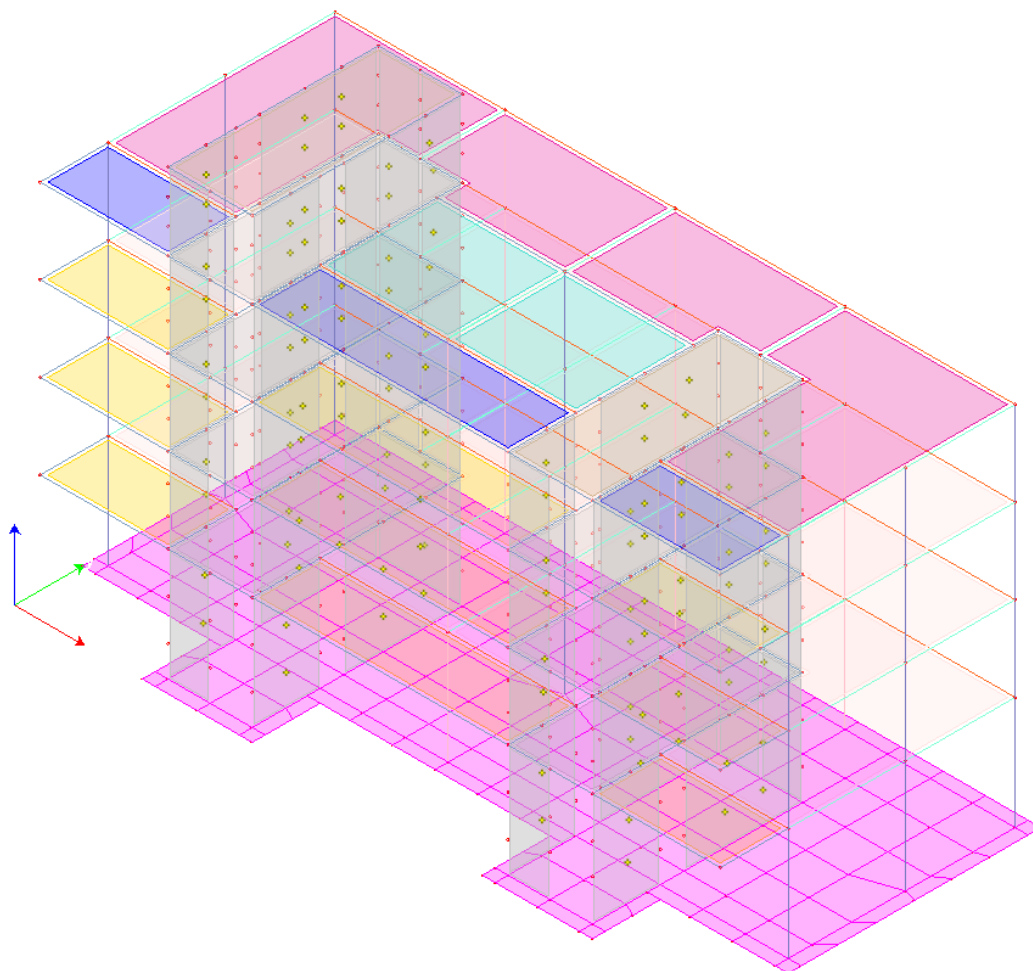
- La struttura viene schematizzata mediante nodi e aste, che simulano gli elementi “trave” e “pilastro”; i nuclei del vano scala sono modellati come elementi “setti” sismo-resistenti, mentre i tamponamenti vengono inseriti unicamente come carichi gravitazionali lineari sulle aste; infatti nella definizione del modello, gli elementi non strutturali non appositamente progettati come collaboranti (quali tamponature e tramezzi) possono essere rappresentati unicamente in termini di massa; (par.7.2.6 NTC2018).
- viene effettuata una analisi statica e dinamica modale con condensazione di piano data la presenza di solai rigidi che riescono a ripartire le azioni sismiche alle strutture verticali;
- Le scale, nell'ottica di semplificazione della modellazione, vengono inserite come aree di carico piane, posizionate alla stessa quota del solaio di piano, in modo da trasmettere il carico agli elementi che la sostengono;
- La fondazione è considerata come fondazione su suolo elastico, andando a definire per ogni nodo appartenente alla fondazione il vincolo (110001) e per il terreno il coefficiente di Winkler (stimato pari a  $2 \text{ kg/cm}^2$  sulla base della modellazione geotecnica del sito di contenuta nella relazione geologica rispettivamente alle unità tecnologiche della profondità della quota di fondazione).

## 2.6.2 Modello strutturale

Si riportano di seguito le rappresentazioni del modello tridimensionale realizzato tramite il software di calcolo En.Ex.Sys.

Come specificato nel par. 2.2.1 si procede in questa fase preliminare con la modellazione di due moduli, “modulo tipo” ripetibile nello sviluppo dell’intero comparto oggetto di intervento e il più articolato modulo 5, che ospita lo studentato e gli spazi comuni a servizio degli studenti al piano terra.

### Modulo 1 (modulo tipo)

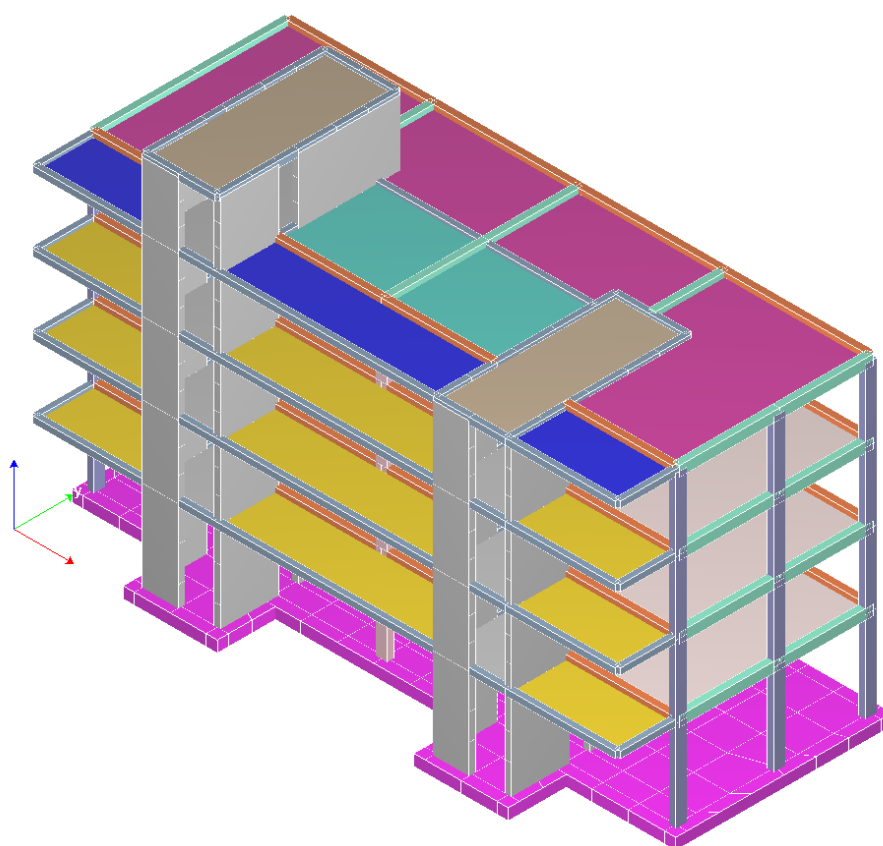


*modellazione a nodi e aste con aree di carico.*

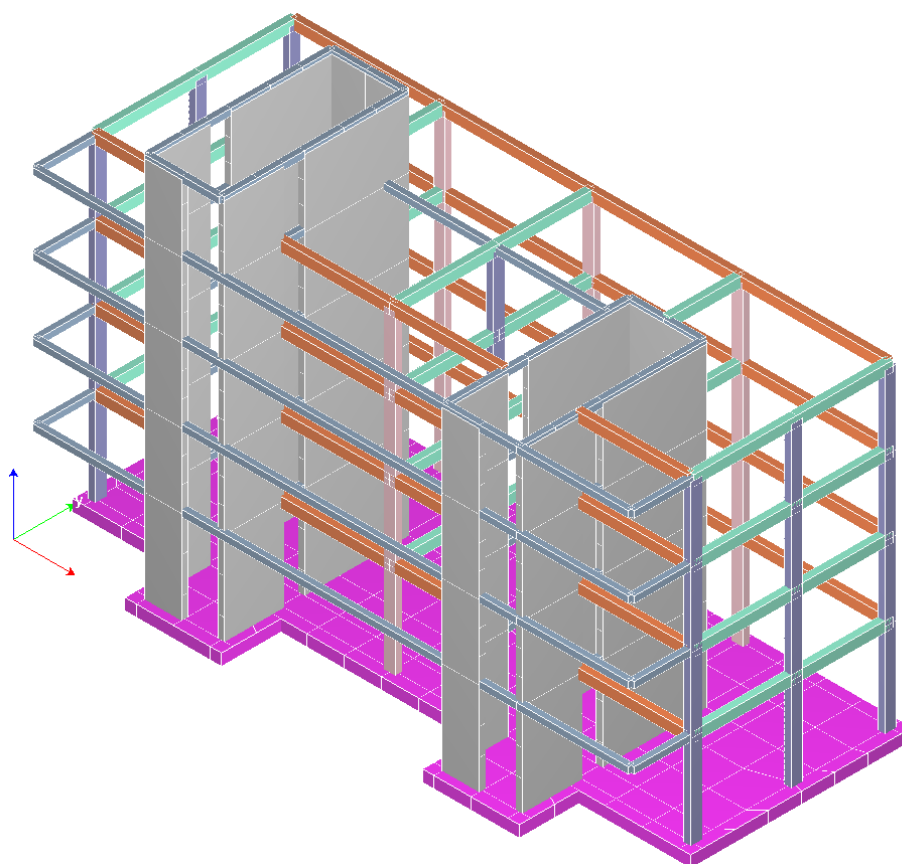
Il modulo 1 presenta un nucleo in c.a. del vano scala ed ascensore che prosegue in altezza mediante un ulteriore piano in elevazione rispetto alla quota della copertura, al fine di garantire l’accesso sulla copertura stessa mediante una rampa di scale in più; l’altro vano, invece, è in quota con il solaio di copertura circostante.

La struttura del modulo 1 è del tutto uguale al modulo 4, ed è perfettamente simmetrico al modulo 2. Di conseguenza, tre moduli sono perfettamente descritti dal modello globale analizzato. Il modulo 6, invece, differisce unicamente per i vani scala in copertura, poiché nessuno dei due in questo caso presenta l’elevazione aggiuntiva. Dunque esso risulta comunque assimilabile ai moduli 1,2 e 4.

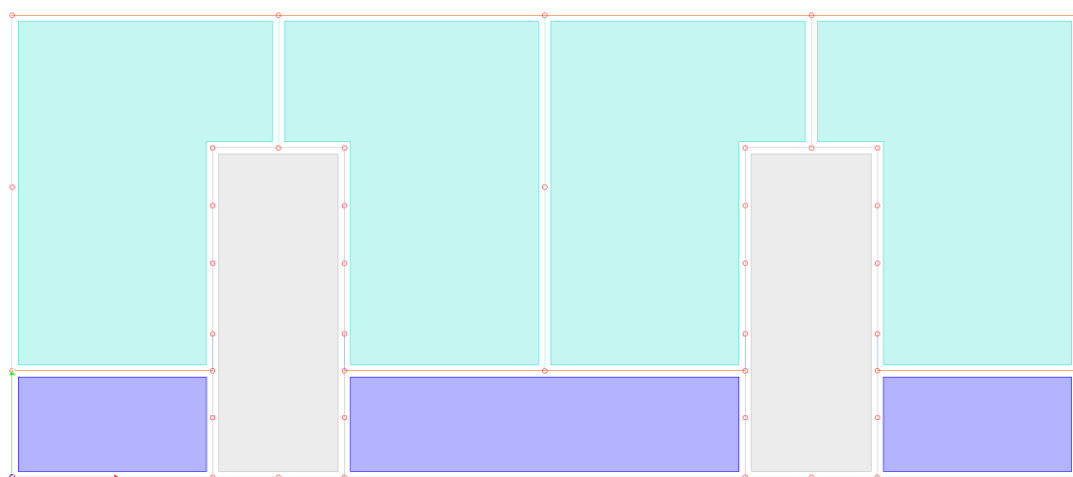
N.B. per il riferimento numerico dei moduli si veda la fig. 2 del par. 2.2 della presente relazione.



*visualizzazione tridimensionale di elementi “asta”, setti, e aree di carico dei solai di piano e di copertura.*

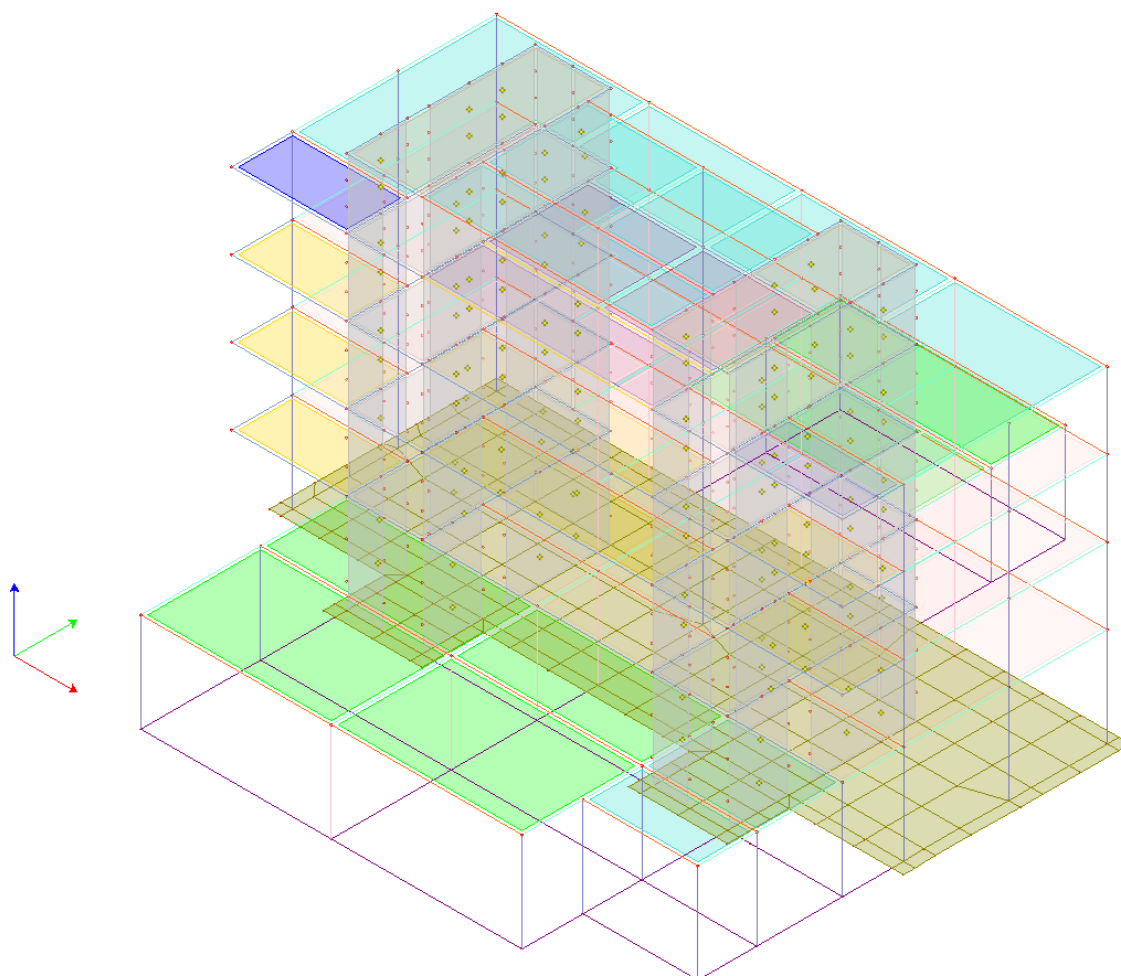


*visualizzazione tridimensionale degli elementi “asta” (travi e pilastri), dei nuclei e dei setti.*



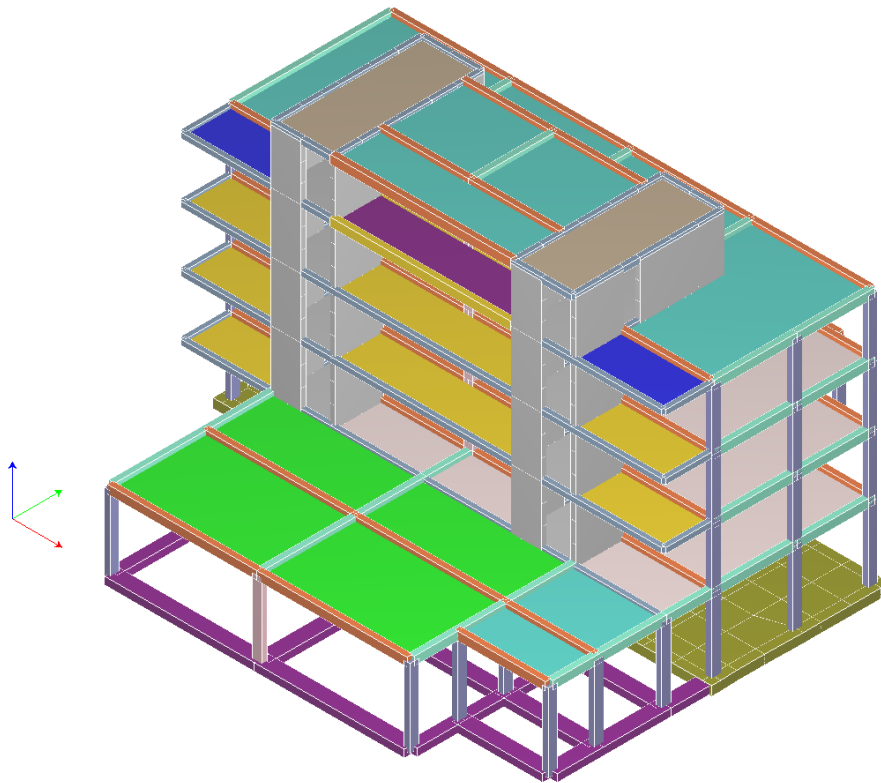
*Figura 5: schema della pianta del piano tipo.*

### Modulo 5 (studentato)

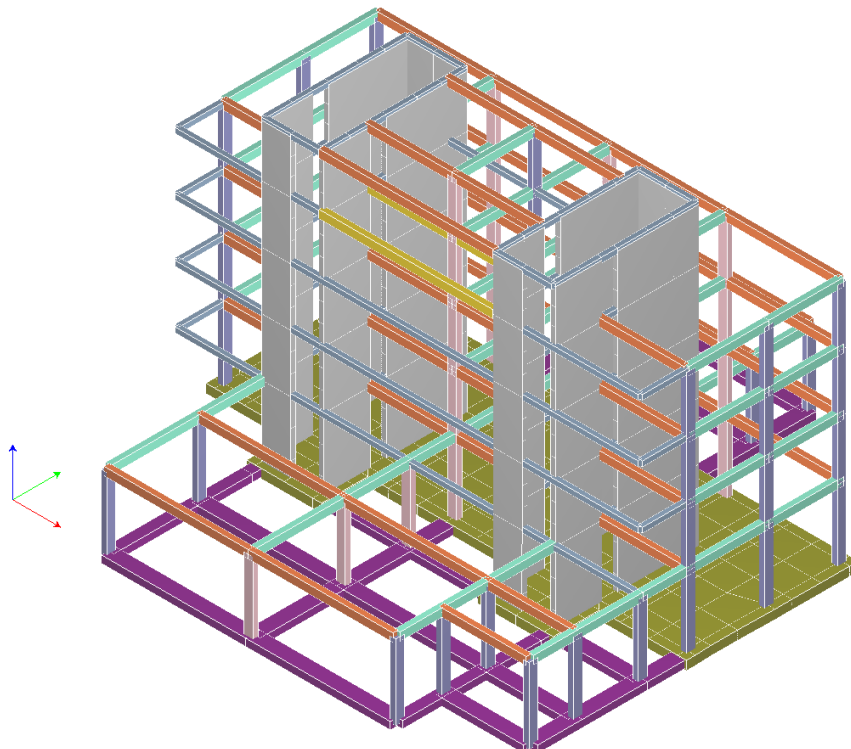


*modellazione a nodi e aste con aree di carico*

Il modulo 5 differisce dagli altri moduli per la presenza di entrambi i nuclei in c.a. dei vani scala e ascensore sveltanti rispetto alla quota della copertura; inoltre, lo spazio tra i due vani viene sfruttato per collocare la centrale termica. Al piano terra, invece, differisce dagli altri per la presenza di spazi aggiuntivi che si sviluppano per una sola elevazione; le coperture di tali spazi fungono da terrazze accessibili dal piano primo.



*visualizzazione tridimensionale di elementi "asta", setti, e aree di carico dei solai di piano e di copertura.*



*visualizzazione tridimensionale degli elementi "asta" (travi e pilastri), dei nuclei e dei setti.*



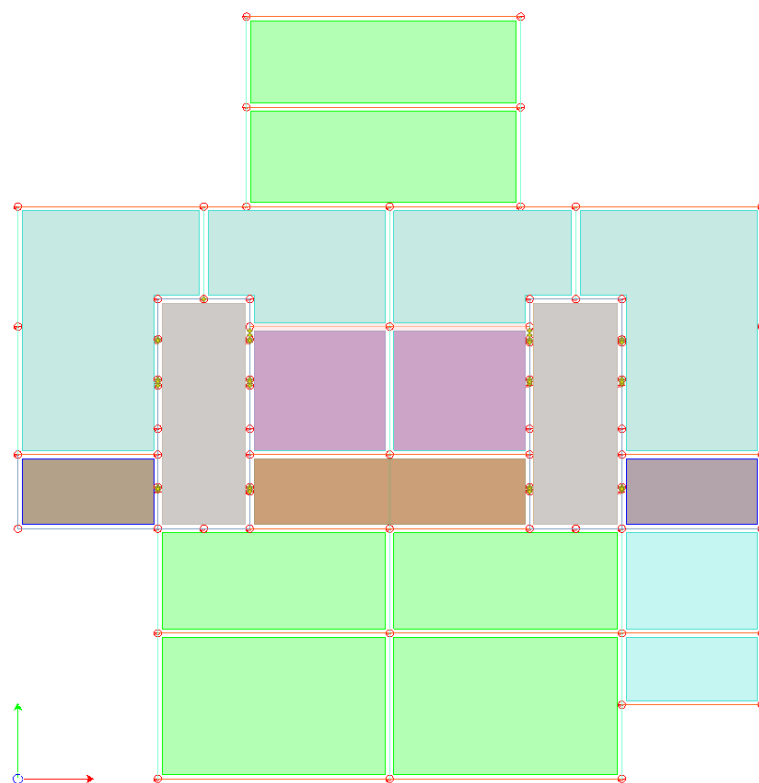
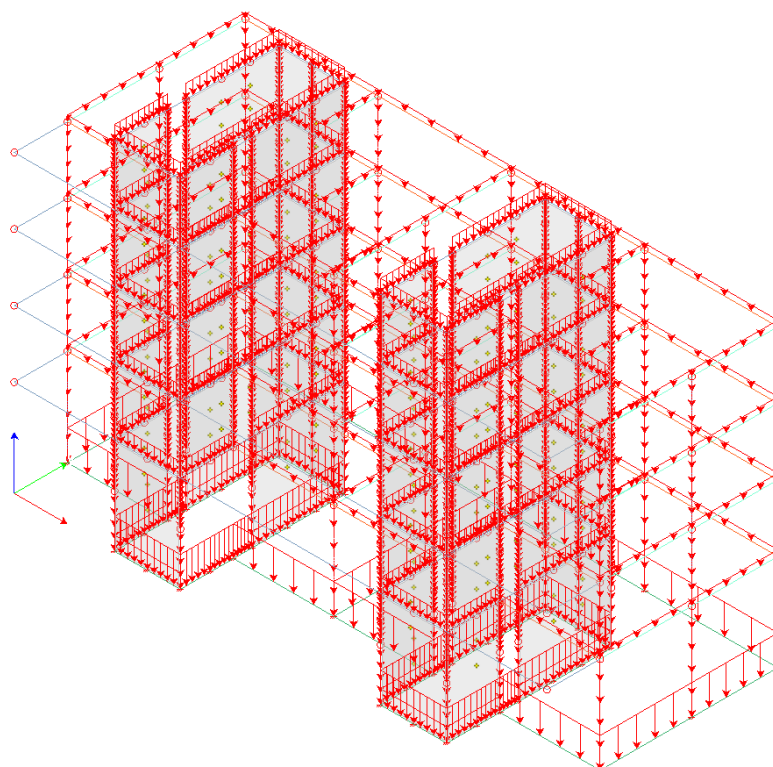


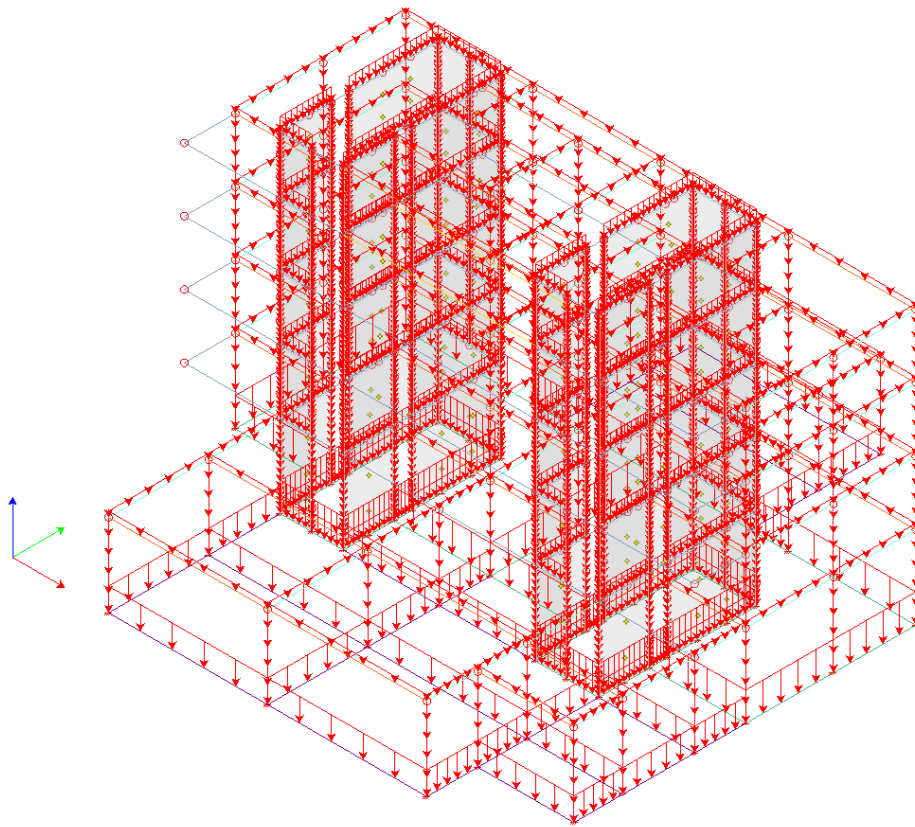
Figura 6: schema della pianta del piano terra del modulo 5.

### 2.6.3 Valutazione delle azioni sulla costruzione

- Peso proprio degli elementi strutturali ( $G_{k1}$ ):

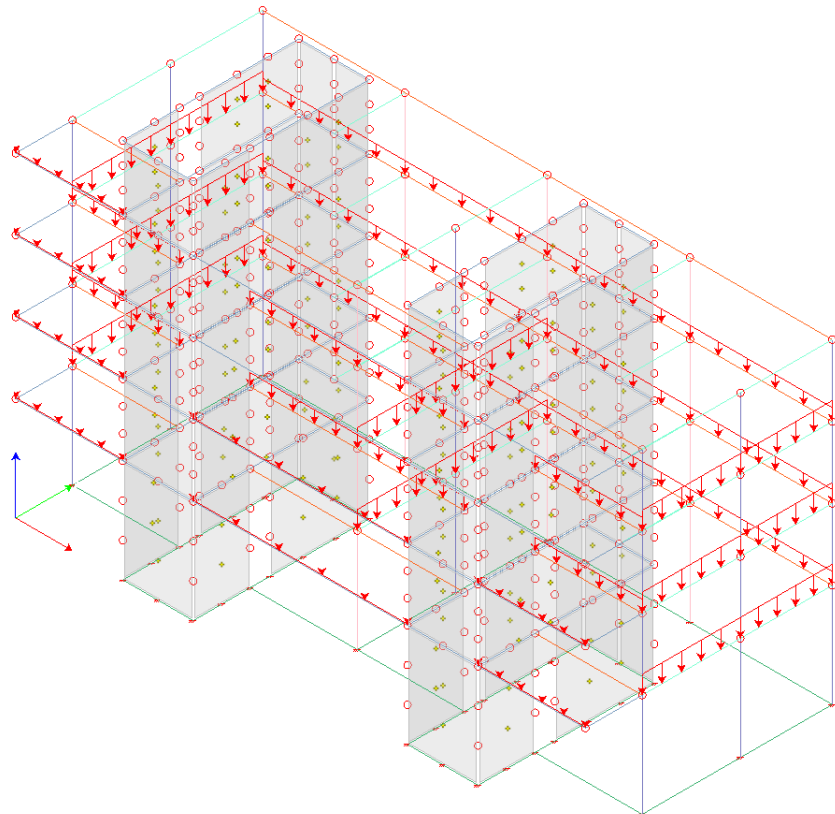


modulo 1 (modulo tipo)

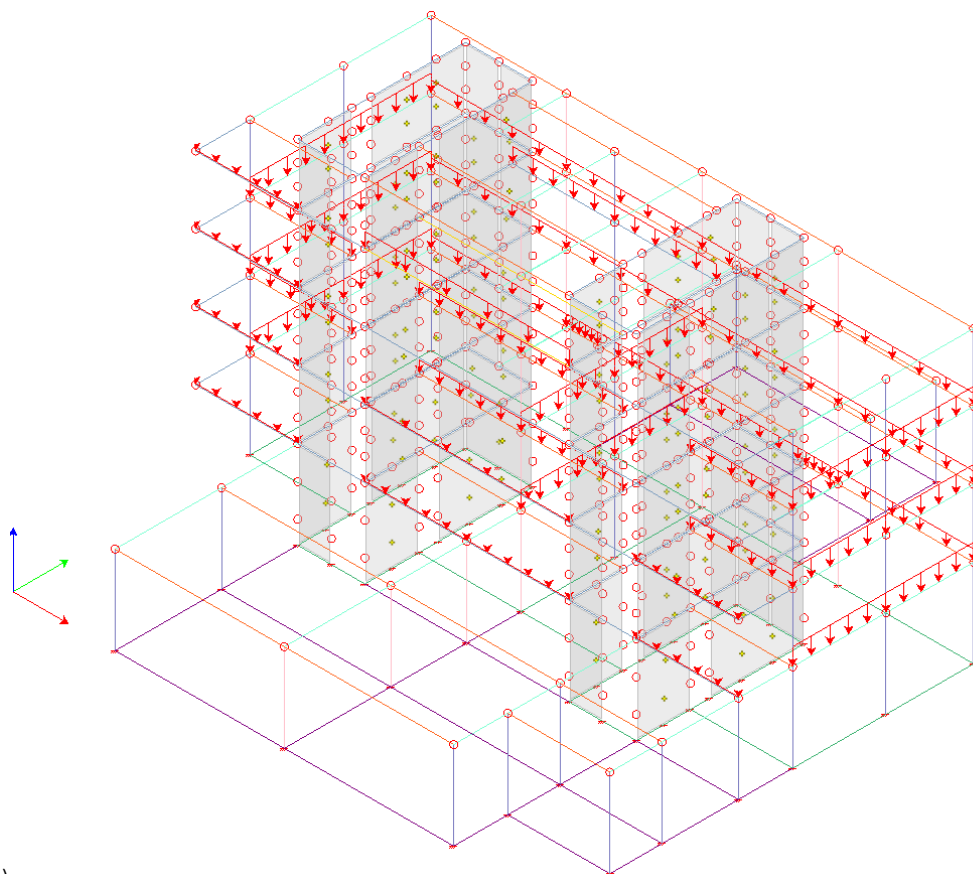


modulo 5 (studentato)

- Peso dei tamponamenti (carichi permanenti non strutturali  $G_{k2}$ ):



modulo 1 (modulo tipo)



modulo 5 (studentato)

## 2.6.4 Metodo di definizione degli interventi

Una volta determinati i criteri di modellazione globale, si procede con la definizione di tutti i parametri di progetto e in ultimo si effettua l'analisi numerica, attraverso cui si valuta che non si verifichino i meccanismi di collasso dei singoli elementi. Si individuano le seguenti **macroclassi di rotture per le strutture in cemento armato**:

- Crisi per schiacciamento degli elementi compressi (pilastri)
- Crisi degli elementi di connessione (nodo) trave-pilastro
- Crisi per raggiungimento della resistenza a taglio di travi e pilastri
- Crisi per raggiungimento della resistenza a flessione di travi e pilastri

## 2.7 Indicazione delle principali combinazioni delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni ai sensi del §2.5.3:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):  

$$\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Qk1 + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Qk2 + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Qk3 + \dots$$
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$G1 + G2 + P + Qk1 + \psi_{02} \cdot Qk2 + \psi_{03} \cdot Qk3 + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G1 + G2 + P + \psi_{11} \cdot Qk1 + \psi_{22} \cdot Qk2 + \psi_{23} \cdot Qk3 + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G1 + G2 + P + \psi_{21} \cdot Qk1 + \psi_{22} \cdot Qk2 + \psi_{23} \cdot Qk3 + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G1 + G2 + P + \psi_{21} \cdot Qk1 + \psi_{22} \cdot Qk2 + \dots$$

Dove:

- G sono le azioni permanenti che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione;
- Q sono le azioni variabili che agiscono con valori istantanei;
- A sono le azioni eccezionali che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
- E sono le azioni sismiche derivanti dai terremoti.

I valori dei coefficienti di combinazione si possono desumere dalla tabella 2.5.I e dalla tabella 2.6.I delle NTC2018.

## 2.8 Indicazione del metodo di analisi seguito

Il complesso in oggetto è stato analizzato mediante:

- analisi lineare statica non sismica;
- analisi lineare dinamica modale con condensazione di piano.

### 2.8.1 Analisi lineare statica e dinamica

Il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, per comportamenti strutturali sia dissipativi sia non dissipativi, è l'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare dinamica". In essa l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata attraverso lo spettro di progetto.

Nel caso di analisi lineare, la domanda sismica per strutture a comportamento sia non dissipativo, sia dissipativo, può essere calcolata utilizzando un opportuno fattore di comportamento q.

In particolare, l'analisi lineare dinamica 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.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%.

## 2.8.2 Effetti torcenti dovuti all'eccentricità accidentale

Le indicazioni normative sulla modellazione dell'azione sismica prevedono che (NTC 2018, §7.2.6): *“Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze, deve essere attribuita al centro di massa un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per i soli edifici e in assenza di più accurate determinazioni, l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione media dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti”*.

Si riporta un estratto del volume “La valutazione delle prestazioni sismiche di strutture esistenti in cemento armato: indicazioni dalle linee guida NEHRP” di G.C. Beolchini, G. Di Pasquale, L. Gizzarelli (2002) - §3.4.1 Effetti Torsionali: *“I modelli analitici devono tener conto degli effetti torsionali risultanti dalla differente posizione nel piano del centro delle masse e delle rigidezze della struttura. Il momento torsionale risultante ad un dato livello è dato dalla somma dei seguenti contributi:*

- *Torsione effettiva. È definita dal momento dovuto all'eccentricità tra il centro della massa del piano considerato e dei piani superiori, ed il centro di rigidezza degli elementi verticali resistenti sottostanti il livello considerato.*
- *Torsione accidentale. Viene quantificata mediante un momento torsionale prodotto da una traslazione orizzontale convenzionale dei centri di massa, ai piani superiori ed incluso il piano di verifica, pari al 5% della dimensione orizzontale del piano; la traslazione è perpendicolare alla direzione dell'azione che realizza tale condizione.*

L'analisi ha tenuto conto degli effetti dell'eccentricità accidentale.

## 2.8.3 Sisma verticale

Si riportano di seguito alcuni estratti del testo normativo attualmente vigente in cui si fa riferimento alla componente sismica verticale.

Circolare n°7/2019 - §C7.2.2 - Criteri generali di progettazione dei sistemi strutturali

*“Per quanto riguarda gli effetti della componente verticale dell'azione sismica, **nel § 7.2.2 sono indicati gli elementi e le tipologie costruttive che maggiormente risentono delle accelerazioni verticali indotte dal sisma**, nonché i livelli di pericolosità per i quali tale componente deve essere considerata nel progetto. Per gli elementi soggetti a tali azioni e per quelli di supporto dei medesimi è ammesso l'uso di modelli parziali che tengano conto della rigidezza degli elementi adiacenti”*.

NTC2018 - §7.2.2 - Criteri generali di progettazione dei sistemi strutturali

*“La componente verticale deve essere considerata, in aggiunta a quanto indicato al § 3.2.3.1, anche in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti e costruzioni con isolamento nei casi specificati in § 7.10.5.3.2”*.

Il testo normativo prescrive quindi la necessità di analizzare gli effetti del sisma verticale solo in alcuni casi specifici (elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi, elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti e

costruzioni con isolamento): l'edificio oggetto di studio non presenta nessuna delle caratteristiche individuate dalla normativa vigente.

Pertanto, alla luce di quanto precedentemente esposto, in analisi dinamica **non si è tenuto conto della componente sismica verticale**.

## 2.9 Stati limite analizzati e relative verifiche

Gli stati limite da analizzare sono riportati al §7.3.6 delle NTC2018:

**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 <sup>(*)</sup>
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT <sup>(**)</sup>			DUT <sup>(**)</sup>		

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

<sup>(\*\*)</sup> Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

### Stati limite ultimi

Gli stati limite ultimi indagati in termini di resistenza, duttilità e deformazione sono:

- SLU: in *condizioni statiche* che prendono in considerazione il raggiungimento della massima capacità di resistenza di tutte le parti della struttura e l'instabilità delle membrature.
- SLV: in *condizioni sismiche*, a seguito del terremoto la struttura subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

### Stati limite di esercizio

Gli stati limite di esercizio indagati in termini di resistenza e contenimento del danno sono:

- SLE: in *condizioni statiche* che prendono in considerazione possibili danneggiamenti locali, che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza e il suo aspetto, spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione e arrecare danni ad elementi non strutturali.

## 2.10 Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software utilizzato ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. Il produttore e il distributore del software ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo. La documentazione, fornita con la licenza del

singolo software di calcolo, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

Di seguito si riportano le specifiche per i singoli software di calcolo utilizzati.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo:	
Titolo:	Enexsys Engineering Expert Systems
Versione	2022 – 065
Produttore-Distributore:	En.Ex.Sys S.r.l., Casalecchio di Reno, Bologna
Dati utente	Studio Tecnico Associato Marchingegno, ing. Grilli Partners

Campo di applicazione: analisi statica e dinamica di strutture in campo elastico lineare.

Il cap. 10 del Decreto del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 17 Gennaio 2018 fornisce le istruzioni relative alla **Redazione dei progetti strutturali esecutivi e delle relazioni di calcolo**, cui il progettista delle strutture deve attenersi nella redazione degli elaborati progettuali.

Il punto 10.2 **Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo** specifica:

*“Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, il progettista dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti, curando nel contempo che la presentazione dei risultati stessi sia tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità.*

*Nella fase di stesura della relazione di calcolo, utilizzando i tabulati provenienti da codici di calcolo, è demandato al progettista il compito di analisi preliminare della documentazione:*

*Il progettista dovrà esaminare preliminarmente la documentazione a corredo del software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, che sarà fornita dal produttore o dal distributore del software, dovrà contenere una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali dovranno essere forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.”*

## 2.11 Presentazione dei risultati

Si riporta una sintesi delle verifiche di sicurezza condotte per il modulo abitativo “tipo” e per il modulo 5 (studentato) modellati con il software di calcolo EnExSys; le percentuali indicano lo sfruttamento degli elementi.

### MODULO 1 (Modulo tipo)

Elemento	Sezione	≤0%	≤0%	≤25%	≤50%	≤75%	≤95%	≤100%	≤101%
<b>Pilastro</b>	1 Rett. Pil 50x30 D.B. B 50 H 30 [cm]	0	0	0	10	2	0	0	0
	2 Rett. Pil 30x50 D.B. B 30 H 50 [cm]	0	0	1	14	13	0	0	0



<b>Trave</b>	1 Rett. Trave primaria 30x45 (carico dei solai) D.B. B 30 H 45 [cm]	0	0	0	1	9	22	0	0
	6 Rett. Trave secondaria 30x45 (carico dei tamponamenti) D.B. B 30 H 45 [cm]	0	0	0	2	18	12	0	0
	7 Rett. Trave fittizia D.B. B 25 H 28 [cm]	166	0	0	0	0	0	0	0
<b>Setto</b>	1 Muro Setto nuclei D.B. s 28 sF 28 [cm]	0	0	3	15	24	19	1	0

Elementi a massimo  $S_D/S_R$ .

Elemento	Sezione	≤0%	≤0%	≤25%	≤50%	≤75%	≤95%	≤100%	≤101%
<b>Pilastro</b>	1 Rett. Pil 50x30 D.B. B 50 H 30 [cm]				1005 1105 (50 %)	1105 705 (69 %)			
	2 Rett. Pil 30x50 D.B. B 30 H 50 [cm]			508 608 (23 %)	11 611 (50 %)	17 396 (65 %)			
<b>Trave</b>	1 Rett. Trave primaria 30x45 (carico dei solai) D.B. B 30 H 45 [cm]				879 881 (47 %)	690 692 (74 %)	905 408 (92 %)		
	6 Rett. Trave secondaria 30x45 (carico dei tamponamenti) D.B. B 30 H 45 [cm]				517 605 (49 %)	511 548 (72 %)	411 448 (89 %)		
	7 Rett. Trave fittizia D.B. B 25 H 28 [cm]	437 253 (0 %)							
<b>Setto</b>	1 Muro Setto nuclei D.B. s 28 sF 28 [cm]			595 645 (21 %)	395 445 (48 %)	490 544 (73 %)	286 437 (91 %)	95 845 (97 %)	

## **MODULO 5 (studentato)**

Elemento	Sezione	≤0%	≤0%	≤25%	≤50%	≤75%	≤95%	≤100%	≤101%
<b>Pilastro</b>	1 Rett. Pil 50x30 D.B. B 50 H 30 [cm]	0	0	0	11	1	0	0	0
	2 Rett. Pil 30x50 D.B. B 30 H 50 [cm]	0	0	2	13	13	0	0	0
<b>Trave</b>	1 Rett. Trave primaria 30x45 (carico dei solai) D.B. B 30 H 45 [cm]	0	0	0	1	18	29	0	0
	6 Rett. Trave secondaria 30x45 (carico dei tamponamenti) D.B. B 30 H 45 [cm]	0	0	0	6	23	16	0	0
	7 Rett. Trave fittizia D.B. B 25 H 28 [cm]	177	0	0	0	0	0	0	0
	9 Rett. Trave secondaria centrale termica 40x45 D.B. B 30 H 45 [cm]	0	0	0	0	1	2	0	0
<b>Trave di fondazione</b>	1 Rett. Trave di fondazione 80x40 D.B. B 80 H 40 [cm] Terreno numero 1	0	0	0	1	1	5	3	0
	2 Rett. Trave di fondazione 80x40 D.B. B 80 H 40 [cm] Terreno numero 1	0	0	0	2	8	10	4	0
<b>Setto</b>	1 Muro Setto nuclei D.B. s 28 sF 28 [cm]	0	0	4	13	22	26	4	0

Elementi a massimo  $S_D/S_R$ .

Elemento	Sezione	≤0%	≤25%	≤50%	≤75%	≤95%	≤100%	≤101%
<b>Pilastro</b>	1 Rett. Pil 50x30 D.B. B 50 H 30 [cm]			505 605 (48 %)	510 610 (53 %)			
	2 Rett. Pil 30x50 D.B. B 30 H 50 [cm]		613 713 (25 %)	616 716 (48 %)	817 917 (61 %)			
<b>Trave</b>	1 Rett. Trave primaria 30x45 (carico dei solai) D.B. B 30 H 45 [cm]			713 705 (49 %)	629 568 (74 %)	435 438 (89 %)		
	6 Rett. Trave secondaria 30x45 (carico dei tamponamenti) D.B. B 30 H 45 [cm]			517 608 (49 %)	810 848 (74 %)	805 442 (91 %)		
	7 Rett. Trave fittizia D.B. B 25 H 28 [cm]	173 713 (0 %)						
	9 Rett. Trave secondaria centrale termica 40x45 D.B. B 30 H 45 [cm]				710 748 (75 %)	632 745 (87 %)		
<b>Trave di fondazione</b>	1 Rett. Trave di fondazione 80x40 D.B. B 80 H 40 [cm] Terreno numero 1			334 333 (46 %)	335 334 (54 %)	183 208 (93 %)	43 44 (96 %)	
	2 Rett. Trave di fondazione 80x40 D.B. B 80 H 40 [cm] Terreno numero 1			127 240 (44 %)	206 207 (73 %)	43 207 (88 %)	385 388 (96 %)	
<b>Setto</b>	1 Muro Setto nuclei D.B. s 28 sF 28 [cm]		449 546 (23 %)	949 446 (45 %)	897 746 (74 %)	53 850 (93 %)	252 456 (96 %)	

Le verifiche sulla platea di fondazione sono riportate nella relazione geotecnica.

## 3 Fascicolo dei calcoli

---

### 3.1 Predimensionamento solai

#### 3.1.1 Solai a travetti tralicciati

Per i **solai di piano**, si sceglie di realizzare solai a travetti tralicciati e blocchi interposti in laterizio:

- travetti di larghezza 14 cm
- - blocchi in laterizio di larghezza 42 cm x 25cm di profondità;

##### Spessore minimo dei solai


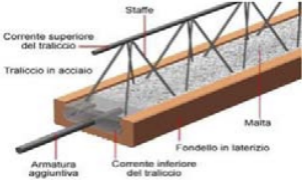
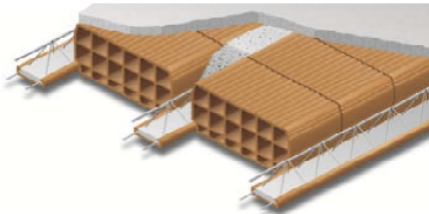
Lo spessore dei solai deve essere maggiore 1/25 della luce libera massima (tiene conto della deformabilità del solaio; tale limite è riportato nel D.M.96, normativa tecnica non più in vigore, ma che può essere comunque considerato un riferimento ai fini del predimensionamento).

$$L_{\text{max solaio}} = 6.63 \text{ m}$$

$$Sp_{\text{min solaio}} = \frac{1}{25} l = \frac{6.63 \text{ m}}{25} = 0.265 \text{ m} = 27 \text{ cm}$$

Si sceglie di realizzare un solaio di spessore complessivo **28 cm (24+4)**. Lo spessore della soletta armata è definito al par.7.2.6 NTC2018, secondo cui essa deve avere uno spessore minimo pari a 4 cm affinché gli orizzontamenti piani possano considerarsi infinitamente rigidi nel loro piano medio (vale per solai in c.a. o in latero-cemento).

Per determinare il momento resistente del travetto del solaio si fa riferimento ai dati forniti dalla scheda tecnica del produttore "Wienerberger" per tale tipologia. In particolare, si fa riferimento alla tipologia "A8" che copre luci da 6,50mt a 6,80mt.

SOLAIO A TRAVETTI TRALICCIATI SINGOLI E PIGNATTE INT. 52 cm						 <b>Wienerberger</b>	
TIPOLOGIE "STANDARD" DEI TRAVETTI TRALICCIATI						Travetti realizzati con fondello da 14 cm di larghezza, trallici tipo 05/07/05 h=125 mm, acciaio per C.A. tipo B450 C, calcestruzzo di confezione tipo C25/30.	
Tipologia	Lunghezza travetti	Armatura trallici	1° Ferro passante (L=luce +30 cm)	2° Ferro spezzone (L=luce * 0,75)	Area armature	Lunghezza travetti= lunghezza del fondello dei travetti = 1,92 ml / m <sup>2</sup>	
A1	da 1,00 a 3,30 m	2ø5	1ø8	-	0,90 (cm <sup>2</sup> )	 CE norma di riferimento: EN 15037-1 TRAVETTI TRALICCIATI B=14 cm	
A2	da 3,40 a 3,90 m	2ø5	1ø10	-	1,18 (cm <sup>2</sup> )		
A3	da 4,00 a 4,30 m	2ø5	1ø8	1ø8	1,40 (cm <sup>2</sup> )		
A4	da 4,40 a 5,00 m	2ø5	1ø8	1ø10	1,69 (cm <sup>2</sup> )		
A5	da 5,10 a 5,60 m	2ø5	1ø8	1ø12	2,03 (cm <sup>2</sup> )		
A6	da 5,70 a 6,00 m	2ø5	1ø10	1ø12	2,31 (cm <sup>2</sup> )		
A7	da 6,10 a 6,40 m	2ø5	1ø10	1ø14	2,72 (cm <sup>2</sup> )		
A8	da 6,50 a 6,80 m	2ø5	1ø12	1ø14	3,06 (cm <sup>2</sup> )	Alleggerimento realizzato in Blocchi di laterizio per solaio da 42 cm di larghezza x 25 cm di profondità. Incidenza delle pignatte = 7,7 pz / m <sup>2</sup>	
ALTEZZA SOLAIO (cm)	Altezza blocchi (cm)	Altezza caldana (cm)	Peso solaio (daN/mq)	Volume del cls di getto (Lt/mq)	Peso blocchi e dimensioni (daN/cad)	VINCOLO AGLI APPOGGI: 1/12*Q*L <sup>2</sup>	
16	12	4	214	55	6,8 (12x42x25 cm)		
17	12	5	239	65	8,2 (16x42x25 cm)		
20	16	4	243	63	9,0 (18x42x25 cm)		
21	16	5	268	73	9,2 (20x42x25 cm)		
22	18	4	257	67	9,9 (22x42x25 cm)		
23	18	5	282	77	10,6 (24x42x25 cm)		
24	20	4	270	71	11,0 (26x42x25 cm)		
25	20	5	295	81			
26	22	4	284	75			
27	22	5	308	85			
28	24	4	299	78			
29	24	5	324	88			
30	26	4	312	82			
31	26	5	337	92			

Dunque si considera un peso proprio del solaio  $P_p=300$  kg/mq e un'area complessiva dell'armatura della sezione del travetto pari a  $A_s=3,06$  cm<sup>2</sup>.

Tipologia travetti	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	TAGLIO (DaN) riferito ad una striscia da 1,00 m
Armature integrative inserite nei travetti	2ø5 +1ø8	2ø5 +1ø10	2ø5 +2ø8	2ø5 +1ø8+1ø10	2ø5 +1ø8+1ø12	2ø5 +1ø10+1ø12	2ø5 +1ø12+1ø12	2ø5 +1ø12+1ø14	
Area armature	0,90 (cm²)	1,18 (cm²)	1,40 (cm²)	1,69 (cm²)	2,03 (cm²)	2,31 (cm²)	2,72 (cm²)	3,06 (cm²)	
MOMENTI POSITIVI (daN*m) riferiti ad una striscia di solaio da 1,00 m									
altezza solaio 12+4= 16 cm	904	1172	1376	1635	1946	2194	2492	2834	1505
altezza solaio 12+5= 17 cm	1013	1270	1495	1781	2125	2402	2736	3123	1673
altezza solaio 16+4= 20 cm	1202	1526	1797	2140	2556	2890	3290	3756	2019
altezza solaio 16+5= 21 cm	1281	1651	1915	2286	2734	3097	3535	4045	2206
altezza solaio 18+4= 22 cm	1336	1703	2007	2394	2860	3237	3691	4217	2290
altezza solaio 18+5= 23 cm	1415	1827	2146	2539	3039	3444	3934	4506	2488
altezza solaio 20+4= 24 cm	1469	1897	2217	2646	3165	3584	4090	4678	2562
altezza solaio 20+5= 25 cm	1548	2003	2355	2801	3344	3792	4334	4967	2770
altezza solaio 22+4= 26 cm	1603	2071	2432	2900	3470	3932	4490	5139	2848
altezza solaio 22+5= 27 cm	1682	2180	2562	3050	3649	4139	4733	5428	3066
altezza solaio 24+4= 28 cm	1736	2246	2640	3153	3775	4279	4889	5600	3147
altezza solaio 24+5= 29 cm	1815	2355	2769	3300	3954	4487	5132	5888	3376
altezza solaio 26+4= 30 cm	1868	2420	2849	3406	4080	4627	5288	6061	3451
altezza solaio 26+5= 31 cm	1949	2528	2976	3550	4248	4834	5532	6350	3689

Come riportato dalla scheda tecnica, viene considerato uno schema statico trave incastro-incastro da cui segue:

$M_{Rd}= 5600$  daN·m momento resistente

N.B. il momento resistente del travetto tralicciato della scheda tecnica è calcolato utilizzando i seguenti carichi:

$G_{k1}$  = peso proprio solaio +  $G_{k2}$  = peso permanente portato =  $200 \text{ daN/m}^2$  +  $Q_k$  = sovraccarico accidentale =  $200 \text{ daN/m}^2$ ; i carichi sono combinati seguendo il metodo agli stati limite).

#### 3.1.1.1 Analisi dei carichi e combinazioni

A favore di sicurezza, si considera un carico pari a  $G_{k1}=350 \text{ kg/mq}$  come peso proprio del solaio, e  $G_{k2}=350 \text{ kg/mq}$  per tener conto delle incertezze dei permanenti non strutturali in questa fase preliminare. Si rimanda alla fase esecutiva una definizione analitica dei carichi.

SINTESI ANALISI DEI CARICHI – solaio di piano	
	kg/mq
$G_{k1}$	350,0
$G_{k2}$	350,0
$Q_k$ Cat. A (Civile abitazione)	200,0

SINTESI ANALISI DEI CARICHI – solaio di copertura	
	kg/mq
$G_{k1}$	350,0
$G_{k2}$	1000,0
$Q_k$ (neve)	120,0

In copertura si considerano, a favore di sicurezza,  $G_{k2}=1000 \text{ kg/mq}$  per tenere conto di eventuale necessità di posizionamento di alcuni impianti anche al di fuori della centrale termica (ad esempio le pompe di calore); si prevede già in questa fase l'installazione di fotovoltaico.

Tali carichi sono stati considerati nella modellazione globale.

COMBINAZIONE DELLE AZIONI solaio di piano									
Combinazione fondamentale - SLU									
SLU permanenti + variabili	$G_{k1}$	$\gamma_{G1}$	+	$G_{k2}$	$\gamma_{G2}$	+	$Q_{k1}$	$\gamma_{Q1}$	kN/m
	350,0	1,3	+	350	1,5	+	200	1,5	7,17
Combinazione caratteristica rara (SLE)									
SLE permanenti + variabili	$G_{k1}$		+	$G_{k2}$		+	$Q_{k1}$		kN/m
	350,0		+	350		+	200		5,04

COMBINAZIONE DELLE AZIONI solaio di copertura									
Combinazione fondamentale - SLU									
SLU I A) permanenti + variabili	$G_{k1}$	$\gamma_{G1}$	+	$G_{k2}$	$\gamma_{G2}$	+	$Q_{k1}$	$\gamma_{Q1}$	kN/m

	350,0	1,3	+	1000,0	1,5	+	120,0	1,5	2135,00	1195,60	11,96
SLU II) permanenti	Gk1	YG1	+	Gk2	YG2				kg/mq	kg/m	kN/m
	350,0	1,3	+	1000,0	1,5				1955,00	1094,80	10,95

Per il travetto tralicciato del solaio di piano, si considera uno schema di trave incastro-incastro come riportato nella scheda tecnica:

AZIONI SOLLECITANTI		
Momento sollecitante $M_{Ed}$		[kN m]
SLU permanenti + variabili	$ql^2/12$	25,24

Segue che:

- solaio di piano:

$$M_{Ed} / M_{Rd} = 2524 \text{ daN m} / 5600 \text{ daN m} = 0,45 < 1 \rightarrow \text{Verificato}$$

- solaio di copertura:

AZIONI SOLLECITANTI		
Momento sollecitante $M_{Ed}$		[kN m]
P+V	$ql^2/12$	43,80

$$M_{Ed} / M_{Rd} = 4380 \text{ daN m} / 5600 \text{ daN m} = 0,78 < 1 \rightarrow \text{Verificato}$$

### 3.1.2 Solai alveolari

Per alcune specchiature di solaio è stato previsto l'utilizzo di lastre alveolari di calcestruzzo armato precompresso. Si prevede questa tipologia nelle parti di orizzontamenti di pertinenza della centrale termica ad uso del corrispondente corpo di fabbrica e in alcuni spazi collocati al piano terra che presentano luci elevate.

Ci si avvale, a scopo esemplificativo, di lastre di c.a. precompresso della Neocem, di cui è riportata la scheda tecnica. Stando alle indicazioni di resistenza riportate in essa, si effettua la scelta dell'altezza della lastra valutando i soli carichi utili (cioè considerando solamente i permanenti non strutturali Gk2 e i variabili Qk).

**NOTA:** I carichi sono da considerarsi utili, cioè oltre il peso proprio del solaio. Il solaio è stato considerato senza soletta collaborante. In presenza dell'eventuale soletta da 4 - 6 cm il maggior peso è compensato dalla maggior portata, pertanto l'abaco dei carichi non cambia. Le luci di calcolo indicate prescindono dal rispetto della limitazione.

ABACO PORTATE UTILI SOLAIO R90 <b>APPOGGIO</b>																		
CARICHI (KN/M²)	LUCI MAX (m)																PESO PROPRIO (KN/M²)	
	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20			
	21.00	15.00	11.50	8.50	6.50	5.00	350	2.00									H26.5	3.00
	24.00	19.00	15.00	12.30	10.00	7.50	570	4.50	3.20	2.20							H32	3.80
			22.00	18.20	15.00	12.20	980	7.80	6.00	4.80	3.80	2.80	2.00				H36	4.05
				23.00	18.00	14.50	1200	10.00	8.00	6.50	5.00	3.90	3.00	2.20	1.50		H40	4.30
					24.00	19.80	16.00	12.70	10.10	8.00	6.20	4.60	3.20				H50	5.40

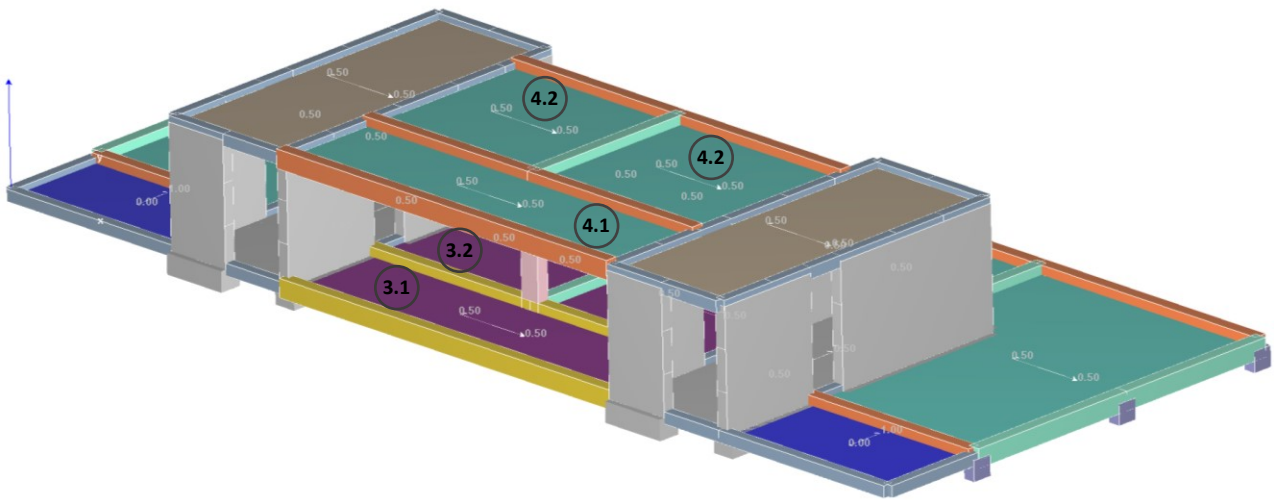
### 3.1.2.1 Solai alveolari centrali termiche

Nello specifico, sono state identificate due aree, rispettivamente nei due aggregati edilizi, ubicate nella zona centrale della copertura (piano 3). Si creerà un vano che andrà a chiudere lo spazio interposto tra i due nuclei scala del modulo centrale dell'edificio in linea e che sfrutterà proprio i muri offerti dai nuclei in c.a. in questione.

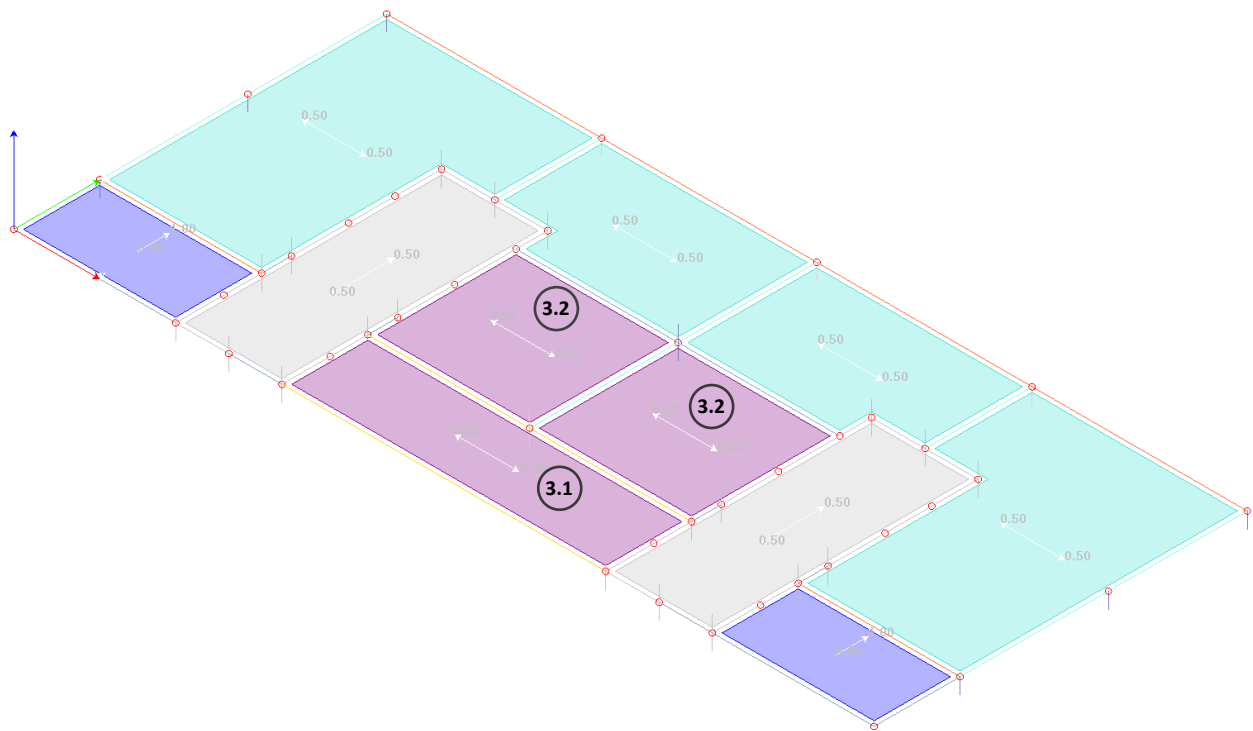
I due vani per la centrale termica sono uguali e hanno un'area complessiva in pianta di 70 mq circa. Gli orizzontamenti al piano 3 (solaio a sostegno della centrale) e al piano 4 (solaio a copertura della centrale) sono organizzati in maniera identica, nel modo seguente:

- Una specchiatura che copre l'intera distanza tra i nuclei per una lunghezza di 9,73 m (solai "3.1" e "4.1" negli schemi a seguire; area=22,7 mq).
- Due specchiature di uguale dimensione, con luce libera pari a 4,70 m che partono dai nuclei di estremità e convergono alla trave centrale (solai "3.2" e "4.2" negli schemi a seguire; area =20,6 mq).

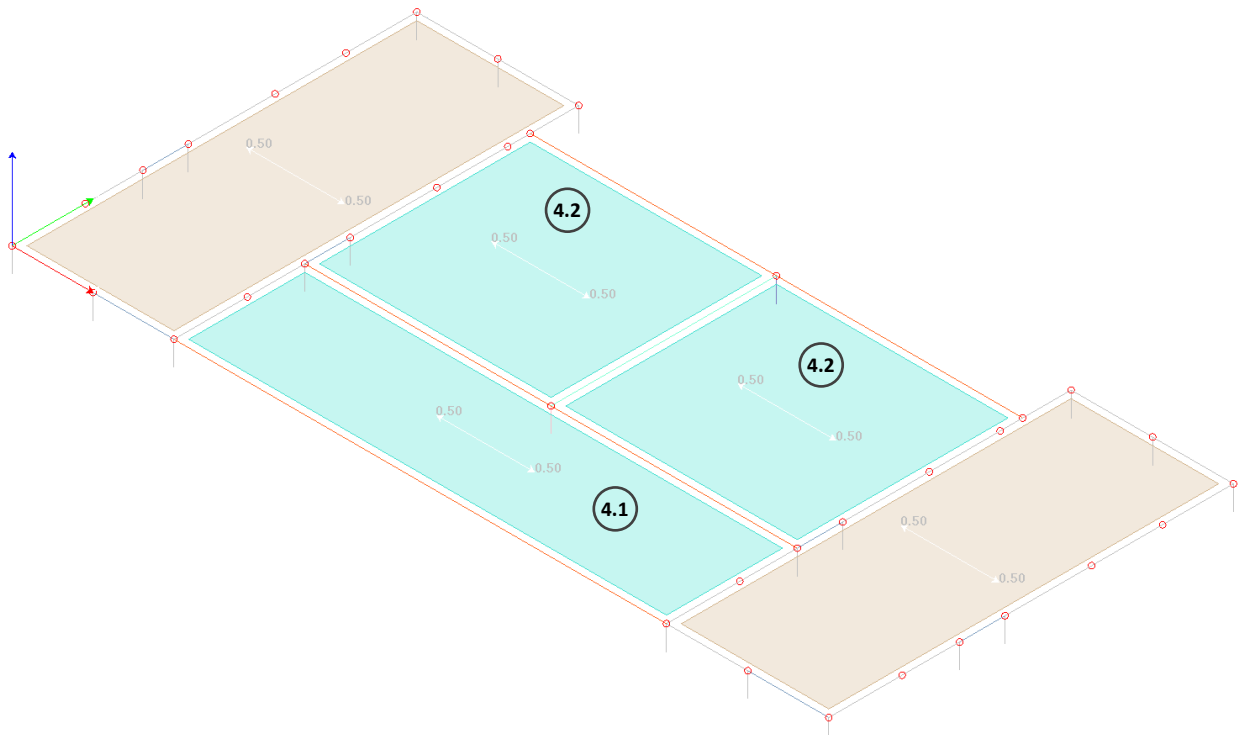
**SCHEMA TRIDIMENSIONALE CON VISIONE D'INSIEME DEL PIANO DI COPERTURA DEL 3° LIVELLO E COPERTURA DELLA CENTRALE TERMICA**



**PIANTA DI COPERTURA DEL TERZO PIANO (SOLAI IN VIOLA A SOSTEGNO DELLA CENTRALE TERMICA):**



**PIANTA DI COPERTURA DEL QUARTO PIANO (SOLAI IN CELESTE A COPERTURA DELLA CENTRALE TERMICA):**



**Solaio di calpestio della centrale termica (specchiature "3.1" e "3.2"):**

Di seguito sono riportati tutti i carichi permanenti non strutturali (All'interno di tali vani saranno posizionati, in maniera permanente, i macchinari sotto riportati, con i rispettivi carichi ( $G_{k2}$ )).


Considerando l'ipotesi poco probabile ma fisicamente possibile, e soprattutto peggiorativa, che i 5 boilers siano posizionati in una sola specchiatura di solaio delle due uguali ( $A=20,62$  mq), otteniamo un carico pari a 858 kg/mq.

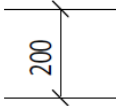
Il solaio ha un pacchetto permanente di **2 kN/mq**. Il carico variabile principale  $Q_k$  è quello corrispondente alla manutenzione: **0,5 kN/mq**.

#### Analisi dei carichi

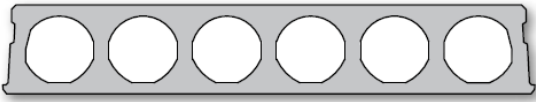
N°	elemento	kg/unit.	kg	kg/mq
4	boiler 2000 lt	2300	9200	446,17
1	boiler 3000 lt	3350	3350	162,46
			12550	608,63
-	pacchetto solaio			200,00
-	manutenzione			50,00
<b>TOT:</b>				<b>858,63</b>

- SOLAIO "3.1": Entrando in tabella con luce di 9,73 e carico di 8,60 kN/mq; a favore di sicurezza, per tener conto anche dell'eventuale presenza di pompe di calore, attualmente previste esternamente alla centrale, si sceglie la lastra **H36**.
- SOLAIO "3.2": le lastre più sottili rintracciabili nel catalogo Neocem sono sovrabbondanti per il nostro caso, quindi in questo caso specifico si fa ad un altro produttore, Smeform, che offre profili inferiori tra cui scegliere:





200



**LASTRA ESTRUSA ALVEOLARE  
A SEI FORI**

Mmax+ = 9100 Kgm  
Tmax+ = 13000 Kg  
REI max: 120'

**LASTRA SMEFOR 20**

Gk1*1,3	4,90 kN/mq
(Gk2+Qk)*1,5	12,88 kN/mq
<b>qTOT:</b>	<b>17,78 kN/mq</b>
i (m)	1
L (m)	4,7
<b>Mmax=qL<sup>2</sup>/8</b>	49,10 kNm
	<b>4909,78 kgm</b>

La verifica risulta ampiamente soddisfatta:  $4909,8/9100 = 0,54$

La lastra **H20** risulta adeguata per i solai "3.2" del piano di calpestio della centrale termica.



*Solaio a copertura della centrale termica (specchiature "4.1" e "4.2"):*

<b>Analisi dei carichi</b>	<b>kg/mq</b>
pacchetto solaio	200,00
canali e tubi	50,00
neve	120,00
<b>TOT:</b>	<b>370,00</b>

Nel vano tecnico della centrale termica sono previste tubazioni che possono sfruttare la possibilità di ancoraggio a soffitto. Per questo motivo si prevedono cautelativamente, oltre al pacchetto architettonico, circa 50 kg/mq di canali e tubi tra i carichi permanenti non strutturali.

- SOLAIO "4.1": (L=9,73), entrando in tabella con il carico soprariportato, otteniamo: **H26,5**
- SOLAI "4.2": in tal caso si fa riferimento alla soluzione già verificata del pacchetto di copertura del piano terzo (par. 3.1.1 della presente relazione), in quanto ci troviamo nella stessa situazione di carico, eccetto per la luce, che in questo caso risulta inferiore, quindi a vantaggio di sicurezza. La soluzione prevede un solaio a travetti tralicciati con struttura **h=28 cm (24+4cm)** che resiste fino ad un momento di 5600 kgm.

Per completare il pacchetto strutturale va aggiunta, alle lastre scelte, la soletta di **4 cm**.

### 3.1.2.2 Solai alveolari a copertura degli spazi comuni al piano terra

La soluzione in C.A.P., in particolare la lastra **H26.5**, verrà utilizzata anche per la copertura di ambienti al piano terra (emeroteca, spazi comuni studentato, ecc.) che presentano ampie luci (tra i 9mt e i 10 mt) al fine di liberare il più possibile lo spazio da elementi strutturali; inoltre, tali solai sono adibiti anche a copertura praticabile, accessibile dal piano primo.

<b>Analisi dei carichi</b>	<b>kg/mq</b>
(Gk2) pacchetto arch.	200,00
(Gk2) Spazio verde da terrazza	200,00
(Qk) Solaio calpestabile terrazza	200,00
<b>TOT:</b>	<b>600,00</b>

**NOTA:** I carichi sono da considerarsi utili, cioè oltre il peso proprio del solaio. Il solaio è stato considerato senza soletta collaborante. In presenza dell'eventuale soletta da 4 - 6 cm il maggior peso è compensato dalla maggior portata, pertanto l'abaco dei carichi non cambia. Le luci di calcolo indicate prescindono dal rispetto della limitazione

ABACO PORTATE UTILI SOLAIO R90 <b>APPOGGIO</b>																				
		LUCI MAX (m)																		
		6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	PESO PROPRIO (KN/M²)			
CARICHI (KN/M²)	21.00	15.00	11.50	8.50	6.50	5.00	350	2.00									H26.5	3.00		
	24.00	19.00	15.00	12.30	10.00	7.50	570	4.50	3.20	2.20							H32	3.80		
				22.00	18.20	15.00	12.20	980	7.80	6.00	4.80	3.80	2.80	2.00			H36	4.05		
				23.00	18.00	14.50	1200	10.00	8.00	6.50	5.00	3.90	3.00	2.20	1.50		H40	4.30		
					24.00	19.80	16.00	12.70	10.10	8.00	6.20	4.60	3.20				H50	5.40		

Entrando nella scheda tecnica "Neocem" per luci tra i 9 mt e i 10 mt si ha un carico massimo di 6.50 kN/mq.

## 3.2 Predimensionamento trave di piano

Si adottano i seguenti criteri generali per il dimensionamento delle travi ricalate su cui appoggiano i solai:

- $h = \frac{1}{9}L \div \frac{1}{12}L$  in cui h=altezza della trave e L = luce della trave
- B (base della trave) può essere assunta pari a alla metà dell'altezza H, ma comunque è bene che B = 25 ÷ 35 cm

$$L_{\text{max trave}} = 4.58 \text{ m}$$

$$H_{\text{min trave}} = \frac{4,58 \text{ m}}{9} \div \frac{4,58 \text{ m}}{12} = 0,508 \text{ m} \div 0,38 \text{ m}$$

L'altezza della trave deve essere  $38 \text{ cm} < h < 51 \text{ cm}$ . Dunque si considera una trave alta 45 cm e larga 30 cm per i solai di piano.

Una limitazione imposta dalla normativa (par. 7.4.6.1.1 NTC2018) sulla geometria della sezione è la seguente: "Il rapporto  $b/h$  tra larghezza e altezza della trave deve essere  $\geq 0,25$ ".

$$\frac{b}{h} = \frac{30}{45} = 0,67 \rightarrow \text{Verificato}$$

### 3.2.1 Prescrizioni minime sull'armatura delle travi

Le prescrizioni riportate di seguito fanno riferimento al capitolo 7 delle NTC2018 ossia valgono nelle zone dissipative:

#### 1) Armature longitudinali

- o Almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm devono essere presenti superiormente e inferiormente, per tutta la lunghezza della trave.
- o L'armatura complessiva della sezione deve essere  $> 1,4/f_{yk}$  (ossia maggiore di 0,311% della sezione della trave  $b \times h$ );

#### 2) Armature trasversali:

- o Passo staffe  $< \frac{1}{4} d_{\text{trave}}$  (se la trave è alta 50cm,  $d=50-3.5=46.5 \text{ cm}$ , quindi  $46.5/4= 11.625 \text{ cm}$ );
- o Passo staffe  $< 225 \text{ mm}$  (per CD-B);
- o 6fi o 8 fi (dove fi= diametro minimo delle barre longitudinali);
- o 24 fi<sub>st</sub> (24 volte il diametro delle staffe).

## 3.3 Prescrizioni minime sulle pareti in c.a. – nuclei di irrigidimento (vano scala e ascensore)

Limitazioni geometriche:

- rapporto tra dimensione massima  $l_w$  e dimensione minima  $b_w$  in pianta  $l_w/b_w > 4$  (par.7.4.4.5 NTC2018)

si ipotizza uno spessore della parete in c.a. di  $s=28\text{cm}$ . La lunghezza massima del setto è pari a  $l_{1w}=8.45\text{m}$ ; il lato più corto è pari a  $l_{2w}=3.59\text{m}$ .

$$\frac{l_{1w}}{b_w} = \frac{8.45\text{m}}{0.28\text{m}} = 30,17 > 4$$

$$\frac{l_{2w}}{b_w} = \frac{3.59\text{m}}{0.28\text{m}} = 12,82 > 4$$

### 3.4 Calcolo del giunto sismico

In fase di progetto si prevede la realizzazione di un giunto sismico tra ogni sottostruttura individuata come "modulo tipo". È bene lasciare uno spazio sufficiente affinché si evitino fenomeni di martellamento. Tale distanza deve essere maggiore della somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, calcolati per la singola costruzione mediante analisi lineare. (§7.2.1 NTC2018).

In ogni caso, secondo quanto previsto dalle NTC2018:

*"La distanza tra due punti di costruzioni che si fronteggiano non potrà in ogni caso essere inferiore a 1/100 della quota dei punti considerati, misurata dallo spiccatto della fondazione o dalla sommità della struttura scatolare rigida di cui al § 7.2.1, moltiplicata per  $2a_g/g \leq 1$ ."*

Quanto sopra riportato si traduce nella seguente formula:

$$d_{max} = \frac{H}{100} \cdot 2 \cdot \frac{a_g}{g} \cdot S$$

Dove:

- $S_{max}$  = spostamento massimo della singola costruzione;
- $H$  = altezza della costruzione, misurata dallo spiccatto della fondazione o dalla sommità della fondazione scatolare rigida (in caso di piano interrato);
- $a_g/g$  = accelerazione di picco al suolo allo SLV, espressa in frazioni di  $g$  ( $g$  = accelerazione di gravità);
- $S$  = coefficiente di amplificazione che tiene conto dell'amplificazione topografica e stratigrafica ( $S = SS \cdot St$ )

Dunque si procede ad effettuare una stima del giunto sismico massimo ammissibile secondo NTC2018; a seguire, sulla base dell'analisi lineare svolta sul modello globale, viene verificato l'effettivo spostamento massimo allo SLV e verificato se il pre-dimensionamento del giunto risulta sufficiente.

$$S_{max,1} = \frac{H}{100} \cdot 2 \cdot \frac{a_g}{g} \cdot S = \frac{15,60\text{ m}}{100} \cdot 2 \cdot \frac{0,188}{g} \cdot 1,427 = 0,1034\text{ m} = 10,34\text{ cm}$$

Dove:

- $H_1$  = altezza dell'edificio esistente a partire dalla quota dello spiccatto delle fondazioni;
- $a_{gSLV}=0,188g$
- $S = SS \cdot St = 1,427 \cdot 1$

A favore di sicurezza, si prevede la realizzazione di un giunto sismico di 12 cm tra ogni modulo.

### 3.5 Spostamenti massimi agli SLV secondo analisi lineare

Si effettua il controllo degli spostamenti massimi ottenuti dal modello globale alle combinazioni SLV (salvaguardia della vita) che in questo caso specifico coincidono con quelle allo SLD (vedi par. 2.4.6 della presente relazione) secondo quanto richiesto al par. 7.2.1 NTC2018; in particolare, si riporta di seguito il valore massimo dello spostamento dei nodi dell'ultimo impalcato:

#### Modulo 1

Spostamenti differenziali di 2 nodi...

dU Martellamento

q 1.00 564 564

	T1 [sec]	$\mu d$	Ux [cm]	Uy [cm]	Uz [cm]
1	0.94	.000	4.37	2.41	-0.39
2	0.94	.000	4.45	0.93	-0.69
3	0.94	.000	4.07	1.91	-0.46
4	0.94	.000	4.15	0.43	-0.75
5	0.94	.000	-4.13	0.80	0.16
6	0.94	.000	-4.05	-0.68	-0.14
7	0.94	.000	-4.43	0.29	0.09
8	0.94	.000	-4.35	-1.18	-0.21
9	0.62	.000	1.43	3.78	0.18
10	0.62	.000	-1.12	3.30	0.34
11	0.62	.000	0.88	2.85	0.05
12	0.62	.000	-1.67	2.37	0.22
13	0.62	.000	1.69	-1.14	-0.81
14	0.62	.000	-0.86	-1.62	-0.65
15	0.62	.000	1.14	-2.07	-0.94
16	0.62	.000	-1.41	-2.56	-0.78

Forza valori:  
☒ Standard ☐  $\mu d =$

Direzione:

#### Modulo 5

Spostamenti differenziali di 2 nodi...

dU Martellamento

q 1.00 783 783

	T1 [sec]	$\mu d$	Ux [cm]	Uy [cm]	Uz [cm]
1	0.86	.000	4.07	2.54	-0.24
2	0.86	.000	4.14	1.23	-0.46
3	0.86	.000	3.61	1.76	-0.32
4	0.86	.000	3.68	0.44	-0.53
5	0.86	.000	-3.69	0.80	0.18
6	0.86	.000	-3.62	-0.51	-0.03
7	0.86	.000	-4.16	0.02	0.10
8	0.86	.000	-4.08	-1.30	-0.11
9	0.54	.000	1.32	3.57	0.16
10	0.54	.000	-1.00	3.05	0.29
11	0.54	.000	0.74	2.58	0.06
12	0.54	.000	-1.59	2.06	0.19
13	0.54	.000	1.58	-0.81	-0.54
14	0.54	.000	-0.75	-1.33	-0.42
15	0.54	.000	0.99	-1.80	-0.65
16	0.54	.000	-1.34	-2.32	-0.52

Forza valori:  
☒ Standard ☐  $\mu d =$

Direzione:

Si osserva che:

- lo spostamento massimo dei nodi nell'ultimo impalcato del modulo 1 è pari a 4,45 cm;
- lo spostamento massimo dei nodi nell'ultimo impalcato del modulo 5 è pari a 4,16 cm;

Secondo le NTC2018 per il giunto sismico si ha che la *"distanza deve essere maggiore della somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV"* ed essendo i moduli tipo tutti analoghi nelle elevazioni, ad eccezione dei due moduli che presentano la centrale termica, si può stimare lo stesso spostamento massimo tra due moduli adiacenti; a favore di sicurezza si prende quello maggiore tra i due moduli analizzati ( $S=4,45$  cm del modulo 1) per cui segue che:

$$D_{min} = S_{max,1} + S_{max,2} = 4,45 \text{ cm} + 4,45 \text{ cm} = 8,90 \text{ cm}$$

Segue che il giunto sismico precedentemente stimato pari a 12 cm soddisfa la limitazione sulla distanza minima calcolata agli SLV.

### 3.6 Verifica della deformabilità torsionale

Nella progettazione di un edificio in c.a. è necessario controllare preliminarmente la deformabilità torsionale della struttura al fine di evitare che, nel caso si riscontrasse tale deformabilità, il fattore di comportamento assunto risulti superiore a quello corrispondente alla tipologia delle strutture deformabili torsionalmente (spesso caratterizzate da un nucleo centrale rigido con telai perimetrali). Infatti, quando non si riesca a modificare la geometria e la disposizione degli elementi strutturali al fine di ridurre le eccentricità tra centro di massa e centro di rigidezza (eccentricità che può causare amplificazioni dell'azione sismica) la norma tende a penalizzare la struttura, introducendo una riduzione significativa del fattore di comportamento. Ne consegue un incremento dell'azione sismica di progetto.

La valutazione della deformabilità torsionale è descritta nel § 7.4.3.1 NTC:

- **strutture deformabili torsionalmente**, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione  $r^2/I_s^2 \geq 1$ , nella quale:  
 $r^2$  = raggio torsionale al quadrato è, per ciascun piano, il rapporto tra la rigidezza torsionale rispetto al centro di rigidezza laterale e la maggiore tra le rigidezze laterali, tenendo conto dei soli elementi strutturali primari, per strutture a telaio o a pareti (purché snelle e a deformazione prevalentemente flessionale),  $r^2$  può essere valutato, per ogni piano, riferendosi ai momenti d'inerzia flessionali delle sezioni degli elementi verticali primari.  
 $I_s^2$  = per ogni piano, è il rapporto fra il momento d'inerzia polare della massa del piano rispetto ad un asse verticale passante per il centro di massa del piano e la massa stessa del piano; nel caso di piano a pianta rettangolare  $I_s^2 = (L^2 + B^2)/12$ , essendo L e B le dimensioni in pianta del piano.

In alternativa, la circolare propone un metodo differente da quello appena riportato e che riguarda la valutazione della deformabilità torsionale mediante il rapporto tra i periodi dei modi di vibrare della struttura (§C7.4.3.1 Circolare 21 gen. 2019):

Alternativamente l'individuazione delle strutture deformabili torsionalmente può essere effettuata valutando il rapporto  $\Omega$  tra i periodi dei modi di vibrare:

$$\Omega = \frac{T}{T_\theta} \quad [C7.4.2]$$

dove:

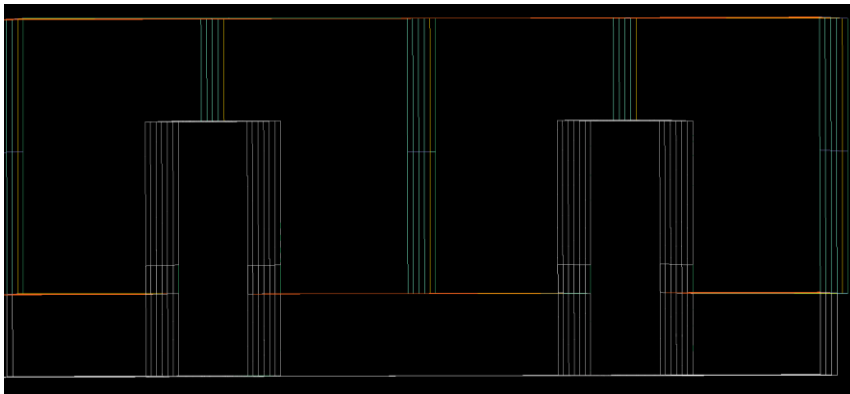
T Periodo traslazionale disaccoppiato;

$T_\theta$  Periodo torsionale disaccoppiato.

Se  $\Omega$  è maggiore di 1 la risposta è principalmente traslazionale, se inferiore ad 1 la risposta è dominata da un comportamento torsionale, dunque la struttura viene classificata come deformabile torsionalmente.

#### Modulo 1

Una volta realizzato il modello, il software di calcolo utilizzato permette di visualizzare i modi di vibrare attraverso delle animazioni della deformata. Questo consente di verificare che, inserendo la **direzione di ingresso del sisma a 0.00[°]** (direzione x), il primo modo di vibrare è quello a cui corrisponde il periodo che movimentata più massa in direzione x e dunque è un modo di vibrare traslazionale (T):



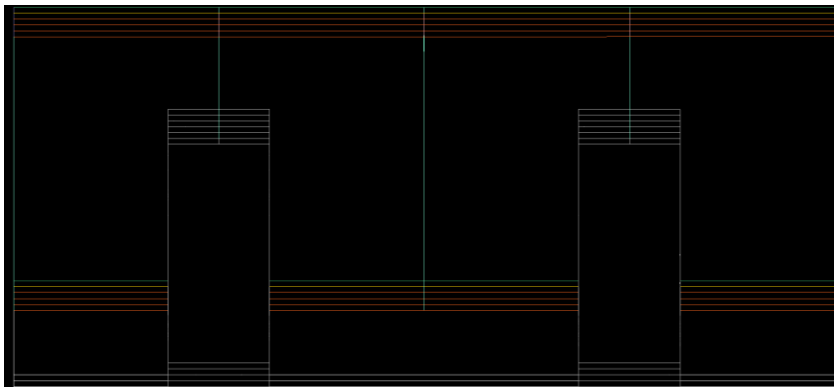
Direzione sisma: 1 - alpha=0.00 [°] Sisma 0SLU

Modi considerati per la valutazione degli spostamenti

Modo	Periodo [sec]	Massa M.M.
1	0.95	87.0%
4	0.07	11.0%
7	0.03	1.0%
5	0.05	0.5%
10	0.02	0.3%
8	0.03	0.1%
3	0.40	0.1%
12	0.02	0.0%
13	0.02	0.0%
18	0.01	0.0%
11	0.02	0.0%
15	0.01	0.0%
6	0.05	0.0%
9	0.02	0.0%
2	0.66	0.0%

- Modo di vibrare: 1 T = 0.95 sec
- Massa movimentata: 87.0%

Attivando la **direzione di ingresso del sisma pari a 90.00[°]** si evince che il secondo modo di vibrare è quello che movimenta più massa:



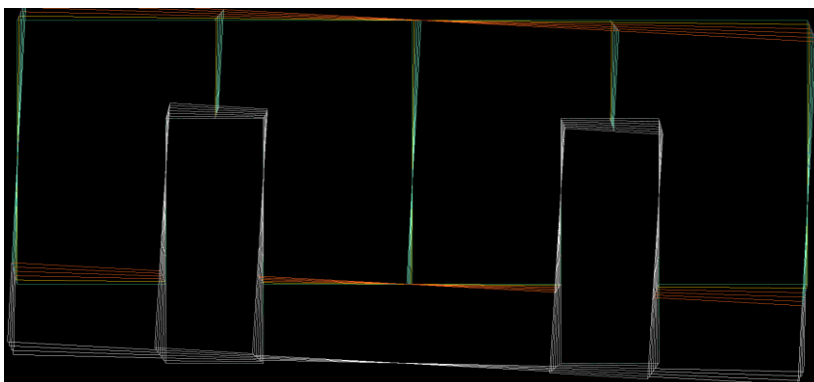
Direzione sisma: 5 - alpha=90.00 [°] Sisma 90SL

Modi considerati per la valutazione degli spostamenti

Modo	Periodo [sec]	Massa M.M.
2	0.66	87.1%
6	0.05	11.3%
9	0.02	1.3%
14	0.02	0.3%
5	0.05	0.0%
3	0.40	0.0%
16	0.01	0.0%
10	0.02	0.0%
8	0.03	0.0%
4	0.07	0.0%
15	0.01	0.0%
1	0.95	0.0%
11	0.02	0.0%
13	0.02	0.0%
17	0.01	0.0%

- Modo di vibrare: 2 T = 0.66 sec
- Massa movimentata: 87.1%

A questo punto, attivando il terzo modo di vibrare, si vede che esso genera una torsione della struttura:



- Modo di vibrare: 3 T = 0.40 sec

In effetti, attivando nuovamente le direzioni 0.00° e 90.00° si può vedere come il periodo corrispondente al terzo modo di vibrare solleciti una quantità di massa trascurabile (0.1% in x e 0.0% in y), che dunque implica che si tratta di un periodo prevalentemente torsionale ( $T_\theta$ ):

Direzione sisma <b>5 - alpha=90.00 [°] Sisma 90SL</b> Modi considerati per la valutazione degli spostamenti 2: 0.66 [sec] 87.1% M.M. 6: 0.05 [sec] 11.3% M.M. 9: 0.02 [sec] 1.3% M.M. 14: 0.02 [sec] 0.3% M.M. 5: 0.05 [sec] 0.0% M.M. <b>3: 0.40 [sec] 0.0% M.M.</b> 16: 0.01 [sec] 0.0% M.M. 10: 0.02 [sec] 0.0% M.M. 8: 0.03 [sec] 0.0% M.M. 4: 0.07 [sec] 0.0% M.M. 15: 0.01 [sec] 0.0% M.M. 1: 0.95 [sec] 0.0% M.M. 11: 0.02 [sec] 0.0% M.M. 13: 0.02 [sec] 0.0% M.M. 17: 0.01 [sec] 0.0% M.M.	Direzione sisma <b>1 - alpha=0.00 [°] Sisma 0SLU</b> Modi considerati per la valutazione degli spostamenti 1: 0.95 [sec] 87.0% M.M. 4: 0.07 [sec] 11.0% M.M. 7: 0.03 [sec] 1.0% M.M. 5: 0.05 [sec] 0.5% M.M. 10: 0.02 [sec] 0.3% M.M. 8: 0.03 [sec] 0.1% M.M. <b>3: 0.40 [sec] 0.1% M.M.</b> 12: 0.02 [sec] 0.0% M.M. 13: 0.02 [sec] 0.0% M.M. 18: 0.01 [sec] 0.0% M.M. 11: 0.02 [sec] 0.0% M.M. 15: 0.01 [sec] 0.0% M.M. 6: 0.05 [sec] 0.0% M.M. 9: 0.02 [sec] 0.0% M.M. 2: 0.66 [sec] 0.0% M.M.
---	---

A questo punto, si effettua la verifica del rapporto tra periodo traslazionale e torsionale:

$$\Omega = \frac{T}{T_{\theta}} \rightarrow \Omega = \frac{T_{0.00^{\circ}}}{T_{\theta}} = \frac{0.95 \text{ sec}}{0.40 \text{ sec}} = 2.38 > 1$$

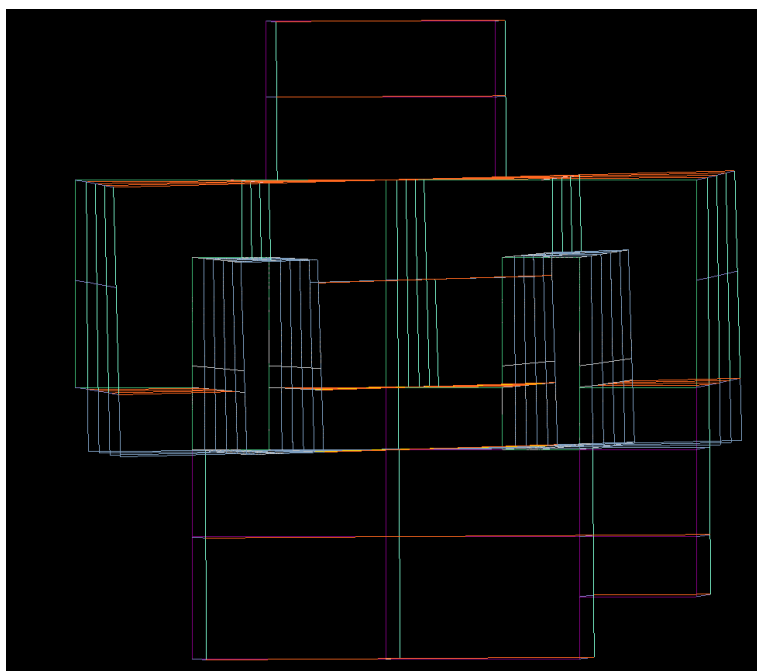
$$\Omega = \frac{T}{T_{\theta}} \rightarrow \Omega = \frac{T_{90.00^{\circ}}}{T_{\theta}} = \frac{0.66 \text{ sec}}{0.40 \text{ sec}} = 1.65 > 1$$

Segue che se  $\Omega$  è >1 la risposta è principalmente traslazionale e dunque non è dominante il comportamento torsionale.

Si effettua lo stesso controllo per il modulo 5.

### Modulo 5

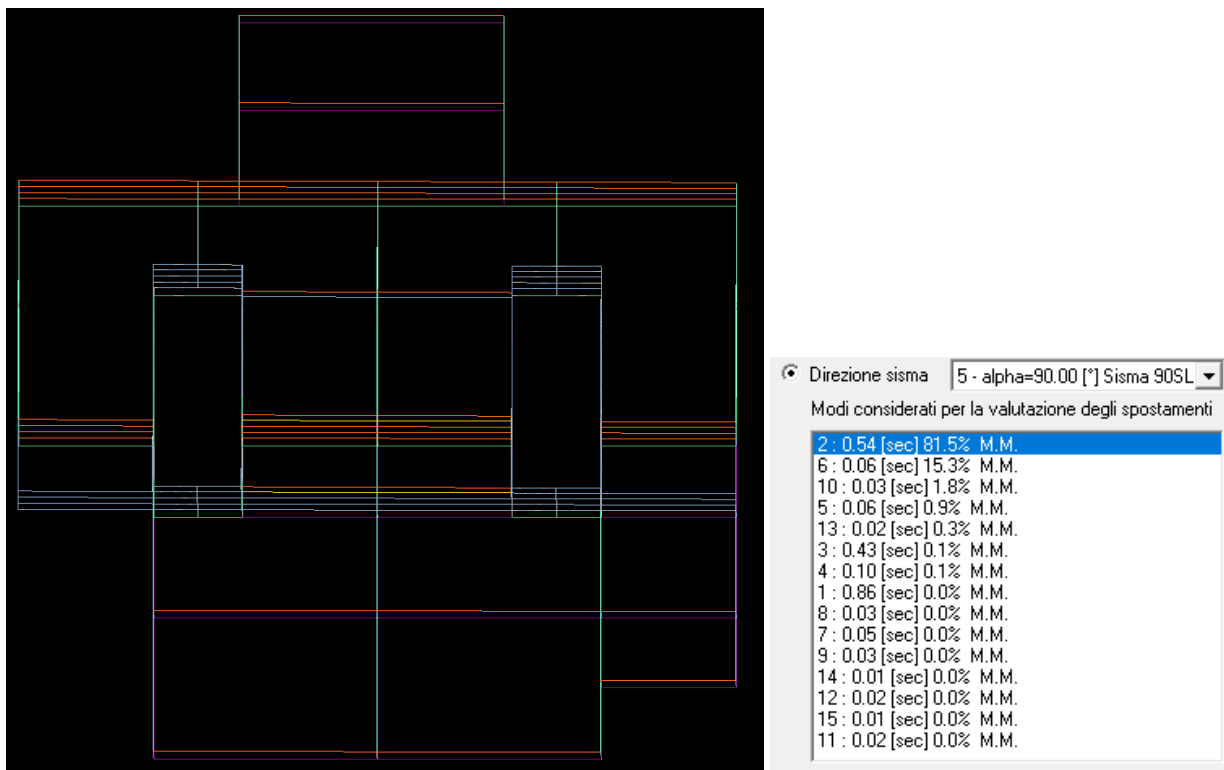
direzione di ingresso del sisma a 0.00[°] (direzione x):



Direzione sisma <b>1 - alpha=0.00 [°] Sisma 0SLU</b> Modi considerati per la valutazione degli spostamenti <b>1: 0.86 [sec] 80.4% M.M.</b> 4: 0.10 [sec] 14.7% M.M. 7: 0.05 [sec] 1.7% M.M. 5: 0.06 [sec] 1.5% M.M. 3: 0.43 [sec] 1.4% M.M. 9: 0.03 [sec] 0.2% M.M. 8: 0.03 [sec] 0.1% M.M. 2: 0.54 [sec] 0.0% M.M. 11: 0.02 [sec] 0.0% M.M. 12: 0.02 [sec] 0.0% M.M. 10: 0.03 [sec] 0.0% M.M. 15: 0.01 [sec] 0.0% M.M. 6: 0.06 [sec] 0.0% M.M. 13: 0.02 [sec] 0.0% M.M. 14: 0.01 [sec] 0.0% M.M.
---

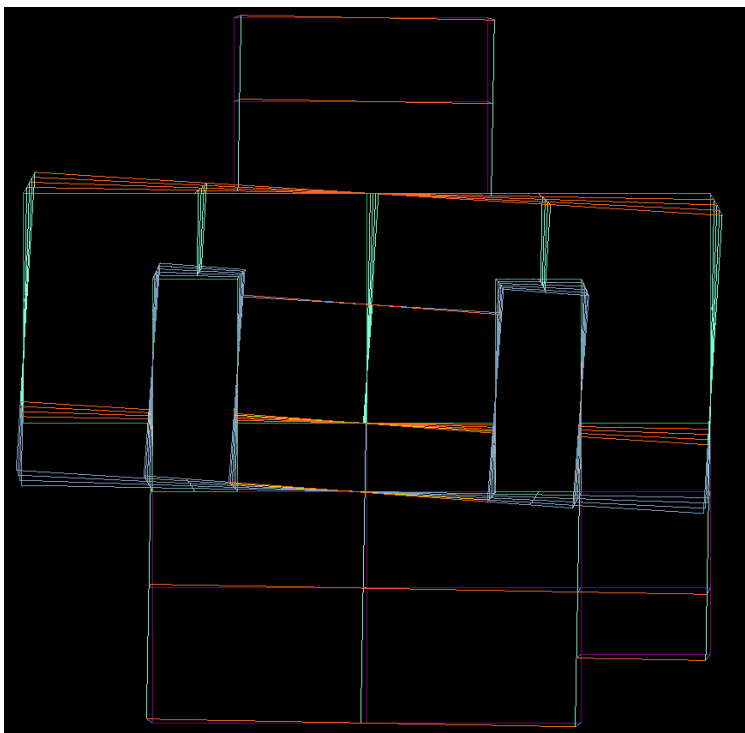
- Modo di vibrare: 1 T = 0.86 sec
- Massa movimentata: 80.4%

Direzione di ingresso del sisma pari a  $90.00[^\circ]$  (direzione y):



- Modo di vibrare: 2 T = 0.54 sec
- Massa movimentata: 81.5%

Attivazione del terzo modo di vibrare:



- Modo di vibrare: 3 T = 0.43 sec



In effetti, attivando nuovamente le direzioni 0.00° e 90.00° si può vedere come il periodo corrispondente al terzo modo di vibrare solleciti una quantità di massa trascurabile (0.1% in x e 0.0% in y), che dunque implica che si tratta di un periodo prevalentemente torsionale ( $T_\theta$ ):

Direzione sisma <b>1 - alpha=0.00 (*) Sisma OSLU</b> Modi considerati per la valutazione degli spostamenti 1 : 0.86 [sec] 80.4% M.M. 4 : 0.10 [sec] 14.7% M.M. 7 : 0.05 [sec] 1.7% M.M. 5 : 0.06 [sec] 1.5% M.M. <b>3 : 0.43 [sec] 0.1% M.M.</b> 9 : 0.03 [sec] 0.2% M.M. 8 : 0.03 [sec] 0.1% M.M. 2 : 0.54 [sec] 0.0% M.M. 11 : 0.02 [sec] 0.0% M.M. 12 : 0.02 [sec] 0.0% M.M. 10 : 0.03 [sec] 0.0% M.M. 15 : 0.01 [sec] 0.0% M.M. 6 : 0.06 [sec] 0.0% M.M. 13 : 0.02 [sec] 0.0% M.M. 14 : 0.01 [sec] 0.0% M.M.	Direzione sisma <b>5 - alpha=90.00 (*) Sisma 90SL</b> Modi considerati per la valutazione degli spostamenti 2 : 0.54 [sec] 81.5% M.M. 6 : 0.06 [sec] 15.3% M.M. 10 : 0.03 [sec] 1.8% M.M. 5 : 0.06 [sec] 0.9% M.M. 13 : 0.02 [sec] 0.3% M.M. <b>3 : 0.43 [sec] 0.1% M.M.</b> 4 : 0.10 [sec] 0.1% M.M. 1 : 0.86 [sec] 0.0% M.M. 8 : 0.03 [sec] 0.0% M.M. 7 : 0.05 [sec] 0.0% M.M. 9 : 0.03 [sec] 0.0% M.M. 14 : 0.01 [sec] 0.0% M.M. 12 : 0.02 [sec] 0.0% M.M. 15 : 0.01 [sec] 0.0% M.M. 11 : 0.02 [sec] 0.0% M.M.
--	---

A questo punto, si effettua la verifica del rapporto tra periodo traslazionale e torsionale:

$$\Omega = \frac{T}{T_\theta} \rightarrow \Omega = \frac{T_{0.00^\circ}}{T_\theta} = \frac{0.86 \text{ sec}}{0.43 \text{ sec}} = 2 > 1$$

$$\Omega = \frac{T}{T_\theta} \rightarrow \Omega = \frac{T_{90.00^\circ}}{T_\theta} = \frac{0.54 \text{ sec}}{0.43 \text{ sec}} = 1.26 > 1$$

Segue che se  $\Omega$  è >1 la risposta è principalmente traslazionale e dunque non è dominante il comportamento torsionale.

### 3.7 Verifiche di rigidezza (§7.3.6.1 NTC2018)

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

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo SL e alla CU considerati siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

Per le CU I e II ci si riferisce allo *SLD* (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$q_{dr} \leq 0,0050 \cdot h \quad \text{per tamponature fragili} \quad [7.3.11a]$$

$$q_{dr} \leq 0,0075 \cdot h \quad \text{per tamponature duttili} \quad [7.3.11b]$$

b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano  $d_{rp}$ , per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura:

$$q_{dr} \leq d_{rp} \leq 0,0100 \cdot h \quad [7.3.12]$$

c) per costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria

$$q_{dr} \leq 0,0020 \cdot h \quad [7.3.13]$$

d) per costruzioni con struttura portante di muratura armata

$$q_{dr} \leq 0,0030 \cdot h \quad [7.3.14]$$

e) per costruzioni con struttura portante di muratura confinata

$$q_{dr} < 0,0025 \cdot h \quad [7.3.15]$$

dove:

$d_r$  è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature,

$h$  è l'altezza del piano.

Per le CU III e IV ci si riferisce allo *SLO* (v. Tab. 7.3.III) e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamento o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a  $0,005 h$  (caso b), le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutte le tamponature, alle tramezzature interne ed agli impianti.

Segue che, essendo in CU III, gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 del limite evidenziato:

$$q_{dr} \leq d_{rp} \leq 0,005 h \cdot \frac{2}{3} = 0,0033 h$$

dove

$$- h = 3,30 \text{ mt}$$

$$\text{segue che } q_{dr} \leq d_{rp} \leq 0,0033 h = 0,0033 \cdot 330 \text{ cm} = \mathbf{1,09 \text{ cm}}$$

Si fa riferimento ai risultati in combinazione agli Stati Limite di Operatività (SLO, CU III).

### 3.7.1 Combinazioni agli Stati Limite di Operatività

#### Modulo 1

Massimi spostamenti differenziali orizzontali

- Fattore moltiplicativo spostamenti dovuti al sisma b 1
- c 1
- Controllo degli spostamenti di interpiano  $d_U$  inferiore a  $0,0033 H$

N.B. Nelle combinazioni SLD b è moltiplicato per  $q_{sld}=1,00$

$$u_x \quad u_y \quad u_z \quad |u_{xyz}|$$

Comb.	Nodi	U <sub>x</sub> [cm]	Nodi	U <sub>y</sub> [cm]	Nodi	U <sub>z</sub> [cm]	Nodi	U <sub>xyz</sub>   [cm]
27	206-409	1.10	251-451	0.45	177-378	-0.08	206-409	1.15
28	206-409	1.11	3-257	-0.44	177-378	-0.09	4-704	1.17
29	206-409	1.03	251-451	0.32	177-378	-0.07	206-409	1.06
30	206-409	1.04	3-257	-0.32	177-378	-0.08	4-704	1.08
31	206-409	-1.04	3-257	0.32	177-378	0.08	4-704	1.08
32	206-409	-1.03	251-451	-0.32	177-378	0.07	206-409	1.06
33	206-409	-1.11	3-257	0.44	177-378	0.09	4-704	1.17
34	206-409	-1.10	251-451	-0.45	177-378	0.08	206-409	1.15
35	206-409	0.36	251-451	0.80	130-330	0.04	249-449	0.87
36	206-409	-0.29	251-451	0.68	203-411	0.04	249-449	0.74
37	251-451	0.35	3-257	0.77	7-707	0.05	3-257	0.85
38	206-409	-0.42	3-257	0.87	177-378	0.05	1-256	0.95
39	206-409	0.42	3-257	-0.87	177-378	-0.05	1-256	0.95
40	251-451	-0.35	3-257	-0.77	7-707	-0.05	3-257	0.85
41	206-409	0.29	251-451	-0.68	203-411	-0.04	249-449	0.74
42	206-409	-0.36	251-451	-0.80	130-330	-0.04	249-449	0.87

Spostamenti Max in direzione U<sub>x</sub> [cm]

Nodi	Comb.	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42
206 409	27	<b>1.10</b>	1.11	1.03	1.04	-1.04	-1.03	-1.11	-1.10	0.36	-0.29	0.23	-0.42	0.42	-0.23	0.29	-0.36
206 409	28	1.10	<b>1.11</b>	1.03	1.04	-1.04	-1.03	-1.11	-1.10	0.36	-0.29	0.23	-0.42	0.42	-0.23	0.29	-0.36
206 409	29	1.10	1.11	<b>1.03</b>	1.04	-1.04	-1.03	-1.11	-1.10	0.36	-0.29	0.23	-0.42	0.42	-0.23	0.29	-0.36
206 409	30	1.10	1.11	1.03	<b>1.04</b>	-1.04	-1.03	-1.11	-1.10	0.36	-0.29	0.23	-0.42	0.42	-0.23	0.29	-0.36
206 409	31	1.10	1.11	1.03	1.04	<b>-1.04</b>	-1.03	-1.11	-1.10	0.36	-0.29	0.23	-0.42	0.42	-0.23	0.29	-0.36
206 409	32	1.10	1.11	1.03	1.04	-1.04	<b>-1.03</b>	-1.11	-1.10	0.36	-0.29	0.23	-0.42	0.42	-0.23	0.29	-0.36
206 409	33	1.10	1.11	1.03	1.04	-1.04	-1.03	<b>-1.11</b>	-1.10	0.36	-0.29	0.23	-0.42	0.42	-0.23	0.29	-0.36
206 409	34	1.10	1.11	1.03	1.04	-1.04	-1.03	-1.11	<b>-1.10</b>	0.36	-0.29	0.23	-0.42	0.42	-0.23	0.29	-0.36
206 409	35	1.10	1.11	1.03	1.04	-1.04	-1.03	-1.11	-1.10	<b>0.36</b>	-0.29	0.23	-0.42	0.42	-0.23	0.29	-0.36
206 409	36	1.10	1.11	1.03	1.04	-1.04	-1.03	-1.11	-1.10	0.36	<b>-0.29</b>	0.23	-0.42	0.42	-0.23	0.29	-0.36
251 451	37	0.93	0.91	0.96	0.94	-0.94	-0.96	-0.91	-0.93	0.29	-0.27	<b>0.35</b>	-0.21	0.21	-0.35	0.27	-0.29
206 409	38	1.10	1.11	1.03	1.04	-1.04	-1.03	-1.11	-1.10	0.36	-0.29	0.23	<b>-0.42</b>	0.42	-0.23	0.29	-0.36

206 409	39	1.10	1.11	1.03	1.04	-1.04	-1.03	-1.11	-1.10	0.36	-0.29	0.23	-0.42	<u>0.42</u>	-0.23	0.29	-0.36
251 451	40	0.93	0.91	0.96	0.94	-0.94	-0.96	-0.91	-0.93	0.29	-0.27	0.35	-0.21	0.21	<u>-0.35</u>	0.27	-0.29
206 409	41	1.10	1.11	1.03	1.04	-1.04	-1.03	-1.11	-1.10	0.36	-0.29	0.23	-0.42	0.42	-0.23	<u>0.29</u>	-0.36
206 409	42	1.10	1.11	1.03	1.04	-1.04	-1.03	-1.11	-1.10	0.36	-0.29	0.23	-0.42	0.42	-0.23	0.29	<u>-0.36</u>

#### Spostamenti Max in direzione $U_y$ [cm]

Nodi	Comb.	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42
251 451	27	<u>0.45</u>	0.07	0.32	-0.05	0.05	-0.32	-0.07	-0.45	0.80	0.68	0.57	0.45	-0.45	-0.57	-0.68	-0.80
3 257	28	-0.01	<u>-0.44</u>	0.11	-0.32	0.32	-0.11	0.44	0.01	0.55	0.65	0.77	0.87	-0.87	-0.77	-0.65	-0.55
251 451	29	0.45	0.07	<u>0.32</u>	-0.05	0.05	-0.32	-0.07	-0.45	0.80	0.68	0.57	0.45	-0.45	-0.57	-0.68	-0.80
3 257	30	-0.01	-0.44	0.11	<u>-0.32</u>	0.32	-0.11	0.44	0.01	0.55	0.65	0.77	0.87	-0.87	-0.77	-0.65	-0.55
3 257	31	-0.01	-0.44	0.11	-0.32	<u>0.32</u>	-0.11	0.44	0.01	0.55	0.65	0.77	0.87	-0.87	-0.77	-0.65	-0.55
251 451	32	0.45	0.07	0.32	-0.05	0.05	<u>-0.32</u>	-0.07	-0.45	0.80	0.68	0.57	0.45	-0.45	-0.57	-0.68	-0.80
3 257	33	-0.01	-0.44	0.11	-0.32	0.32	-0.11	<u>0.44</u>	0.01	0.55	0.65	0.77	0.87	-0.87	-0.77	-0.65	-0.55
251 451	34	0.45	0.07	0.32	-0.05	0.05	-0.32	-0.07	<u>-0.45</u>	0.80	0.68	0.57	0.45	-0.45	-0.57	-0.68	-0.80
251 451	35	0.45	0.07	0.32	-0.05	0.05	-0.32	-0.07	-0.45	<u>0.80</u>	0.68	0.57	0.45	-0.45	-0.57	-0.68	-0.80
251 451	36	0.45	0.07	0.32	-0.05	0.05	-0.32	-0.07	-0.45	0.80	<u>0.68</u>	0.57	0.45	-0.45	-0.57	-0.68	-0.80
3 257	37	-0.01	-0.44	0.11	-0.32	0.32	-0.11	0.44	0.01	0.55	0.65	<u>0.77</u>	0.87	-0.87	-0.77	-0.65	-0.55
3 257	38	-0.01	-0.44	0.11	-0.32	0.32	-0.11	0.44	0.01	0.55	0.65	0.77	<u>0.87</u>	-0.87	-0.77	-0.65	-0.55
3 257	39	-0.01	-0.44	0.11	-0.32	0.32	-0.11	0.44	0.01	0.55	0.65	0.77	0.87	<u>-0.87</u>	-0.77	-0.65	-0.55
3 257	40	-0.01	-0.44	0.11	-0.32	0.32	-0.11	0.44	0.01	0.55	0.65	0.77	0.87	-0.87	<u>-0.77</u>	-0.65	-0.55
251 451	41	0.45	0.07	0.32	-0.05	0.05	-0.32	-0.07	-0.45	0.80	0.68	0.57	0.45	-0.45	-0.57	<u>-0.68</u>	-0.80
251 451	42	0.45	0.07	0.32	-0.05	0.05	-0.32	-0.07	-0.45	0.80	0.68	0.57	0.45	-0.45	-0.57	-0.68	<u>-0.80</u>

#### Spostamenti Max in direzione $U_z$ [cm]

Nodi	Comb.	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42
177 378	27	<u>-0.08</u>	-0.09	-0.07	-0.08	0.08	0.07	0.09	0.08	-0.02	0.03	0.00	0.05	-0.05	-0.00	-0.03	0.02
177 378	28	-0.08	<u>-0.09</u>	-0.07	-0.08	0.08	0.07	0.09	0.08	-0.02	0.03	0.00	0.05	-0.05	-0.00	-0.03	0.02
177 378	29	-0.08	-0.09	<u>-0.07</u>	-0.08	0.08	0.07	0.09	0.08	-0.02	0.03	0.00	0.05	-0.05	-0.00	-0.03	0.02
177 378	30	-0.08	-0.09	-0.07	<u>-0.08</u>	0.08	0.07	0.09	0.08	-0.02	0.03	0.00	0.05	-0.05	-0.00	-0.03	0.02
177 378	31	-0.08	-0.09	-0.07	-0.08	<u>0.08</u>	0.07	0.09	0.08	-0.02	0.03	0.00	0.05	-0.05	-0.00	-0.03	0.02
177 378	32	-0.08	-0.09	-0.07	-0.08	0.08	<u>0.07</u>	0.09	0.08	-0.02	0.03	0.00	0.05	-0.05	-0.00	-0.03	0.02

177 378	33	-0.08	-0.09	-0.07	-0.08	0.08	0.07	<u>0.09</u>	0.08	-0.02	0.03	0.00	0.05	-0.05	-0.00	-0.03	0.02
177 378	34	-0.08	-0.09	-0.07	-0.08	0.08	0.07	0.09	<u>0.08</u>	-0.02	0.03	0.00	0.05	-0.05	-0.00	-0.03	0.02
130 330	35	0.04	0.02	0.04	0.02	-0.02	-0.04	-0.02	-0.04	<u>0.04</u>	0.02	0.04	0.03	-0.03	-0.04	-0.02	-0.04
203 411	36	-0.01	-0.02	-0.01	-0.03	0.03	0.01	0.02	0.01	0.03	<u>0.04</u>	0.01	0.02	-0.02	-0.01	-0.04	-0.03
7 707	37	0.02	0.00	0.03	0.01	-0.01	-0.03	-0.00	-0.02	0.03	0.02	<u>0.05</u>	0.04	-0.04	-0.05	-0.02	-0.03
177 378	38	-0.08	-0.09	-0.07	-0.08	0.08	0.07	0.09	0.08	-0.02	0.03	0.00	<u>0.05</u>	-0.05	-0.00	-0.03	0.02
177 378	39	-0.08	-0.09	-0.07	-0.08	0.08	0.07	0.09	0.08	-0.02	0.03	0.00	0.05	<u>-0.05</u>	-0.00	-0.03	0.02
7 707	40	0.02	0.00	0.03	0.01	-0.01	-0.03	-0.00	-0.02	0.03	0.02	0.05	0.04	-0.04	<u>-0.05</u>	-0.02	-0.03
203 411	41	-0.01	-0.02	-0.01	-0.03	0.03	0.01	0.02	0.01	0.03	0.04	0.01	0.02	-0.02	-0.01	<u>-0.04</u>	-0.03
130 330	42	0.04	0.02	0.04	0.02	-0.02	-0.04	-0.02	-0.04	0.04	0.02	0.04	0.03	-0.03	-0.04	-0.02	<u>-0.04</u>

Spostamenti Max in direzione  $|U_{xyz}|$  [cm]

Nodi	Comb.	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42
206 409	27	<u>1.15</u>	1.11	1.06	1.05	1.05	1.06	1.11	1.15	0.83	0.73	0.65	0.67	0.67	0.65	0.73	0.83
4 704	28	1.10	<u>1.17</u>	1.04	1.08	1.08	1.04	1.17	1.10	0.70	0.72	0.77	0.89	0.89	0.77	0.72	0.70
206 409	29	1.15	1.11	<u>1.06</u>	1.05	1.05	1.06	1.11	1.15	0.83	0.73	0.65	0.67	0.67	0.65	0.73	0.83
4 704	30	1.10	1.17	1.04	<u>1.08</u>	1.08	1.04	1.17	1.10	0.70	0.72	0.77	0.89	0.89	0.77	0.72	0.70
4 704	31	1.10	1.17	1.04	1.08	<u>1.08</u>	1.04	1.17	1.10	0.70	0.72	0.77	0.89	0.89	0.77	0.72	0.70
206 409	32	1.15	1.11	1.06	1.05	1.05	<u>1.06</u>	1.11	1.15	0.83	0.73	0.65	0.67	0.67	0.65	0.73	0.83
4 704	33	1.10	1.17	1.04	1.08	1.08	1.04	<u>1.17</u>	1.10	0.70	0.72	0.77	0.89	0.89	0.77	0.72	0.70
206 409	34	1.15	1.11	1.06	1.05	1.05	1.06	1.11	<u>1.15</u>	0.83	0.73	0.65	0.67	0.67	0.65	0.73	0.83
249 449	35	1.15	1.07	1.06	1.02	1.02	1.06	1.07	1.15	<u>0.87</u>	0.74	0.62	0.58	0.58	0.62	0.74	0.87
249 449	36	1.15	1.07	1.06	1.02	1.02	1.06	1.07	1.15	0.87	<u>0.74</u>	0.62	0.58	0.58	0.62	0.74	0.87
3 257	37	0.93	1.01	0.97	0.99	0.99	0.97	1.01	0.93	0.62	0.71	<u>0.85</u>	0.90	0.90	0.85	0.71	0.62
1 256	38	1.06	1.15	1.02	1.07	1.07	1.02	1.15	1.06	0.65	0.71	0.81	<u>0.95</u>	0.95	0.81	0.71	0.65
1 256	39	1.06	1.15	1.02	1.07	1.07	1.02	1.15	1.06	0.65	0.71	0.81	0.95	<u>0.95</u>	0.81	0.71	0.65
3 257	40	0.93	1.01	0.97	0.99	0.99	0.97	1.01	0.93	0.62	0.71	0.85	0.90	0.90	<u>0.85</u>	0.71	0.62
249 449	41	1.15	1.07	1.06	1.02	1.02	1.06	1.07	1.15	0.87	0.74	0.62	0.58	0.58	0.62	<u>0.74</u>	0.87
249 449	42	1.15	1.07	1.06	1.02	1.02	1.06	1.07	1.15	0.87	0.74	0.62	0.58	0.58	0.62	0.74	<u>0.87</u>

Spostamenti Massimi:

Combinazione di Carico 28 Fra i nodi 4 704  $|U_{xyz}|$  Spostamento 1.17 [cm]

## Modulo 5

Comb.	U <sub>x</sub>		U <sub>y</sub>		U <sub>z</sub>		U <sub>xyz</sub>	
	Nodi	U <sub>x</sub> [cm]	Nodi	U <sub>y</sub> [cm]	Nodi	U <sub>z</sub> [cm]	Nodi	U <sub>xyz</sub>   [cm]
27	232-245	1.08	286-986	0.42	56-756	-0.07	232-245	1.13
28	232-245	1.11	3-603	-0.41	204-404	-0.07	4-22	1.15
29	232-245	0.86	286-986	0.25	152-352	0.05	232-245	0.89
30	232-245	0.90	3-603	-0.23	204-404	-0.05	4-22	0.92
31	232-245	-0.90	3-603	0.23	204-404	0.05	4-22	0.92
32	232-245	-0.86	286-986	-0.25	152-352	-0.05	232-245	0.89
33	232-245	-1.11	3-603	0.41	204-404	0.07	4-22	1.15
34	232-245	-1.08	286-986	-0.42	56-756	0.07	232-245	1.13
35	232-245	0.38	286-986	0.67	235-438	0.07	281-288	0.75
36	227-427	-0.27	286-986	0.55	235-438	0.08	285-485	0.61
37	147-151	0.34	3-603	0.63	155-355	0.05	3-603	0.69
38	232-245	-0.49	3-603	0.72	235-438	0.05	4-22	0.81
39	232-245	0.49	3-603	-0.72	235-438	-0.05	4-22	0.81
40	147-151	-0.34	3-603	-0.63	155-355	-0.05	3-603	0.69
41	227-427	0.27	286-986	-0.55	235-438	-0.08	285-485	0.61
42	232-245	-0.38	286-986	-0.67	235-438	-0.07	281-288	0.75

Spostamenti Max in direzione U<sub>x</sub> [cm]

Nodi	Comb.	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42
232 245	27	<b>1.08</b>	1.11	0.86	0.90	-0.90	-0.86	-1.11	-1.08	0.38	-0.21	0.11	-0.49	0.49	-0.11	0.21	-0.38
232 245	28	1.08	<b>1.11</b>	0.86	0.90	-0.90	-0.86	-1.11	-1.08	0.38	-0.21	0.11	-0.49	0.49	-0.11	0.21	-0.38
232 245	29	1.08	1.11	<b>0.86</b>	0.90	-0.90	-0.86	-1.11	-1.08	0.38	-0.21	0.11	-0.49	0.49	-0.11	0.21	-0.38
232 245	30	1.08	1.11	0.86	<b>0.90</b>	-0.90	-0.86	-1.11	-1.08	0.38	-0.21	0.11	-0.49	0.49	-0.11	0.21	-0.38
232 245	31	1.08	1.11	0.86	0.90	<b>-0.90</b>	-0.86	-1.11	-1.08	0.38	-0.21	0.11	-0.49	0.49	-0.11	0.21	-0.38
232 245	32	1.08	1.11	0.86	0.90	-0.90	<b>-0.86</b>	-1.11	-1.08	0.38	-0.21	0.11	-0.49	0.49	-0.11	0.21	-0.38
232 245	33	1.08	1.11	0.86	0.90	-0.90	-0.86	<b>-1.11</b>	-1.08	0.38	-0.21	0.11	-0.49	0.49	-0.11	0.21	-0.38
232 245	34	1.08	1.11	0.86	0.90	-0.90	-0.86	-1.11	<b>-1.08</b>	0.38	-0.21	0.11	-0.49	0.49	-0.11	0.21	-0.38
232 245	35	1.08	1.11	0.86	0.90	-0.90	-0.86	-1.11	-1.08	<b>0.38</b>	-0.21	0.11	-0.49	0.49	-0.11	0.21	-0.38
227 427	36	0.78	0.80	0.80	0.81	-0.81	-0.80	-0.80	-0.78	0.21	<b>-0.27</b>	0.23	-0.25	0.25	-0.23	0.27	-0.21
147 151	37	0.63	0.61	0.78	0.75	-0.75	-0.78	-0.61	-0.63	0.15	-0.26	<b>0.34</b>	-0.08	0.08	-0.34	0.26	-0.15

232 245	38	1.08	1.11	0.86	0.90	-0.90	-0.86	-1.11	-1.08	0.38	-0.21	0.11	<u>-0.49</u>	0.49	-0.11	0.21	-0.38
232 245	39	1.08	1.11	0.86	0.90	-0.90	-0.86	-1.11	-1.08	0.38	-0.21	0.11	-0.49	<u>0.49</u>	-0.11	0.21	-0.38
147 151	40	0.63	0.61	0.78	0.75	-0.75	-0.78	-0.61	-0.63	0.15	-0.26	0.34	-0.08	0.08	<u>-0.34</u>	0.26	-0.15
227 427	41	0.78	0.80	0.80	0.81	-0.81	-0.80	-0.80	-0.78	0.21	-0.27	0.23	-0.25	0.25	-0.23	<u>0.27</u>	-0.21
232 245	42	1.08	1.11	0.86	0.90	-0.90	-0.86	-1.11	-1.08	0.38	-0.21	0.11	-0.49	0.49	-0.11	0.21	<u>-0.38</u>

#### Spostamenti Max in direzione $U_y$ [cm]

Nodi	Comb.	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42
286 986	27	<u>0.42</u>	0.12	0.25	-0.05	0.05	-0.25	-0.12	-0.42	0.67	0.55	0.45	0.33	-0.33	-0.45	-0.55	-0.67
3 603	28	-0.08	<u>-0.41</u>	0.10	-0.23	0.23	-0.10	0.41	0.08	0.40	0.49	0.63	0.72	-0.72	-0.63	-0.49	-0.40
286 986	29	0.42	0.12	<u>0.25</u>	-0.05	0.05	-0.25	-0.12	-0.42	0.67	0.55	0.45	0.33	-0.33	-0.45	-0.55	-0.67
3 603	30	-0.08	-0.41	0.10	<u>-0.23</u>	0.23	-0.10	0.41	0.08	0.40	0.49	0.63	0.72	-0.72	-0.63	-0.49	-0.40
3 603	31	-0.08	-0.41	0.10	-0.23	<u>0.23</u>	-0.10	0.41	0.08	0.40	0.49	0.63	0.72	-0.72	-0.63	-0.49	-0.40
286 986	32	0.42	0.12	0.25	-0.05	0.05	<u>-0.25</u>	-0.12	-0.42	0.67	0.55	0.45	0.33	-0.33	-0.45	-0.55	-0.67
3 603	33	-0.08	-0.41	0.10	-0.23	0.23	-0.10	<u>0.41</u>	0.08	0.40	0.49	0.63	0.72	-0.72	-0.63	-0.49	-0.40
286 986	34	0.42	0.12	0.25	-0.05	0.05	-0.25	-0.12	<u>-0.42</u>	0.67	0.55	0.45	0.33	-0.33	-0.45	-0.55	-0.67
286 986	35	0.42	0.12	0.25	-0.05	0.05	-0.25	-0.12	-0.42	<u>0.67</u>	0.55	0.45	0.33	-0.33	-0.45	-0.55	-0.67
286 986	36	0.42	0.12	0.25	-0.05	0.05	-0.25	-0.12	-0.42	0.67	<u>0.55</u>	0.45	0.33	-0.33	-0.45	-0.55	-0.67
3 603	37	-0.08	-0.41	0.10	-0.23	0.23	-0.10	0.41	0.08	0.40	0.49	<u>0.63</u>	0.72	-0.72	-0.63	-0.49	-0.40
3 603	38	-0.08	-0.41	0.10	-0.23	0.23	-0.10	0.41	0.08	0.40	0.49	0.63	<u>0.72</u>	-0.72	-0.63	-0.49	-0.40
3 603	39	-0.08	-0.41	0.10	-0.23	0.23	-0.10	0.41	0.08	0.40	0.49	0.63	0.72	<u>-0.72</u>	-0.63	-0.49	-0.40
3 603	40	-0.08	-0.41	0.10	-0.23	0.23	-0.10	0.41	0.08	0.40	0.49	0.63	0.72	-0.72	<u>-0.63</u>	-0.49	-0.40
286 986	41	0.42	0.12	0.25	-0.05	0.05	-0.25	-0.12	-0.42	0.67	0.55	0.45	0.33	-0.33	-0.45	<u>-0.55</u>	-0.67
286 986	42	0.42	0.12	0.25	-0.05	0.05	-0.25	-0.12	-0.42	0.67	0.55	0.45	0.33	-0.33	-0.45	-0.55	<u>-0.67</u>

#### Spostamenti Max in direzione $U_z$ [cm]

Nodi	Comb.	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42
56 756	27	<u>-0.07</u>	-0.07	-0.04	-0.05	0.05	0.04	0.07	0.07	-0.02	0.01	0.01	0.04	-0.04	-0.01	-0.01	0.02
204 404	28	-0.06	<u>-0.07</u>	-0.04	-0.05	0.05	0.04	0.07	0.06	-0.01	0.02	0.01	0.05	-0.05	-0.01	-0.02	0.01
152 352	29	0.06	0.04	<u>0.05</u>	0.03	-0.03	-0.05	-0.04	-0.06	0.04	0.02	0.03	0.01	-0.01	-0.03	-0.02	-0.04
204 404	30	-0.06	-0.07	-0.04	<u>-0.05</u>	0.05	0.04	0.07	0.06	-0.01	0.02	0.01	0.05	-0.05	-0.01	-0.02	0.01
204 404	31	-0.06	-0.07	-0.04	-0.05	<u>0.05</u>	0.04	0.07	0.06	-0.01	0.02	0.01	0.05	-0.05	-0.01	-0.02	0.01

152 352	32	0.06	0.04	0.05	0.03	-0.03	<u>-0.05</u>	-0.04	-0.06	0.04	0.02	0.03	0.01	-0.01	-0.03	-0.02	-0.04
204 404	33	-0.06	-0.07	-0.04	-0.05	0.05	0.04	<u>0.07</u>	0.06	-0.01	0.02	0.01	0.05	-0.05	-0.01	-0.02	0.01
56 756	34	-0.07	-0.07	-0.04	-0.05	0.05	0.04	0.07	<u>0.07</u>	-0.02	0.01	0.01	0.04	-0.04	-0.01	-0.01	0.02
235 438	35	0.02	-0.02	-0.00	-0.04	0.04	0.00	0.02	-0.02	<u>0.07</u>	0.08	0.05	0.05	-0.05	-0.05	-0.08	-0.07
235 438	36	0.02	-0.02	-0.00	-0.04	0.04	0.00	0.02	-0.02	0.07	<u>0.08</u>	0.05	0.05	-0.05	-0.05	-0.08	-0.07
155 355	37	0.04	0.02	0.04	0.02	-0.02	-0.04	-0.02	-0.04	0.04	0.03	<u>0.05</u>	0.03	-0.03	-0.05	-0.03	-0.04
235 438	38	0.02	-0.02	-0.00	-0.04	0.04	0.00	0.02	-0.02	0.07	0.08	<u>0.05</u>	-0.05	-0.05	-0.08	-0.07	
235 438	39	0.02	-0.02	-0.00	-0.04	0.04	0.00	0.02	-0.02	0.07	0.08	0.05	0.05	<u>-0.05</u>	-0.05	-0.08	-0.07
155 355	40	0.04	0.02	0.04	0.02	-0.02	-0.04	-0.02	-0.04	0.04	0.03	0.05	0.03	-0.03	<u>-0.05</u>	-0.03	-0.04
235 438	41	0.02	-0.02	-0.00	-0.04	0.04	0.00	0.02	-0.02	0.07	0.08	0.05	0.05	-0.05	-0.05	<u>-0.08</u>	-0.07
235 438	42	0.02	-0.02	-0.00	-0.04	0.04	0.00	0.02	-0.02	0.07	0.08	0.05	0.05	-0.05	-0.05	-0.08	<u>-0.07</u>

Spostamenti Max in direzione  $|U_{xyz}|$  [cm]

Nodi	Comb.	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42
232 245	27	<u>1.13</u>	1.11	0.89	0.90	0.90	0.89	1.11	1.13	0.72	0.58	0.49	0.63	0.63	0.49	0.58	0.72
4 22	28	1.08	<u>1.15</u>	0.87	0.92	0.92	0.87	1.15	1.08	0.59	0.55	0.60	0.81	0.81	0.60	0.55	0.59
232 245	29	1.13	1.11	<u>0.89</u>	0.90	0.90	0.89	1.11	1.13	0.72	0.58	0.49	0.63	0.63	0.49	0.58	0.72
4 22	30	1.08	1.15	0.87	<u>0.92</u>	0.92	0.87	1.15	1.08	0.59	0.55	0.60	0.81	0.81	0.60	0.55	0.59
4 22	31	1.08	1.15	0.87	0.92	<u>0.92</u>	0.87	1.15	1.08	0.59	0.55	0.60	0.81	0.81	0.60	0.55	0.59
232 245	32	1.13	1.11	0.89	0.90	0.90	<u>0.89</u>	1.11	1.13	0.72	0.58	0.49	0.63	0.63	0.49	0.58	0.72
4 22	33	1.08	1.15	0.87	0.92	0.92	0.87	<u>1.15</u>	1.08	0.59	0.55	0.60	0.81	0.81	0.60	0.55	0.59
232 245	34	1.13	1.11	0.89	0.90	0.90	0.89	1.11	<u>1.13</u>	0.72	0.58	0.49	0.63	0.63	0.49	0.58	0.72
281 288	35	1.12	1.07	0.89	0.88	0.88	0.89	1.07	1.12	<u>0.75</u>	0.60	0.46	0.56	0.56	0.46	0.60	0.75
285 485	36	0.91	0.82	0.84	0.81	0.81	0.84	0.82	0.91	0.70	<u>0.61</u>	0.50	0.42	0.42	0.50	0.61	0.70
3 603	37	0.74	0.83	0.80	0.82	0.82	0.80	0.83	0.74	0.45	0.55	<u>0.69</u>	0.74	0.74	0.69	0.55	0.45
4 22	38	1.08	1.15	0.87	0.92	0.92	0.87	1.15	1.08	0.59	0.55	0.60	<u>0.81</u>	0.81	0.60	0.55	0.59
4 22	39	1.08	1.15	0.87	0.92	0.92	0.87	1.15	1.08	0.59	0.55	0.60	0.81	<u>0.81</u>	0.60	0.55	0.59
3 603	40	0.74	0.83	0.80	0.82	0.82	0.80	0.83	0.74	0.45	0.55	0.69	0.74	0.74	<u>0.69</u>	0.55	0.45
285 485	41	0.91	0.82	0.84	0.81	0.81	0.84	0.82	0.91	0.70	0.61	0.50	0.42	0.42	0.50	<u>0.61</u>	0.70
281 288	42	1.12	1.07	0.89	0.88	0.88	0.89	1.07	1.12	0.75	0.60	0.46	0.56	0.56	0.46	0.60	<u>0.75</u>

Spostamenti Massimi:

Combinazione di Carico 28 Fra i nodi 4 22  $|U_{xyz}|$  Spostamento 1.15 [cm]

*Non si sono rilevati spostamenti di interpiano superiori a 0.003300 H*