

Comune di RIVAROLO CANAVESE

(Provincia di TORINO)

Progetto

ADEGUAMENTO SISMICO, SOSTITUZIONE COPERTURA IN CEMENTO AMIANTO

E EFFICIENTAMENTO ENERGETICO DEL BLOCCO C DELLA SCUOLA SECONDARIA

DI PRIMO GRADO G. GOZZANO DI RIVAROLO CANAVESE VIA LE MAIRE 20

CUP: E92C22000060001

-Progetto Esecutivo-

Committente

COMUNE DI RIVAROLO CANAVESE

Elaborato

RELAZIONE TECNICA STRUTTURALE DI CALCOLO



Data : _____

IL TECNICO

(Ing. Umberto Villero)

R.T.P. RIVAROLO CANAVESE

(Mandatario Capogruppo)

IL RUP



Durando Dott. Arch. Ilaria
Durando Geom. Claudio

C.so Pinin Gadhino 11, 14023 COCCONATO (AT) Tel/Fax 0141 907116 - Cell. 3358183508/3331843943
P.IVA. 02500490055 E-mail studio@durando.info PEC claudio.durando@geopec.it
www.studiotecnico.durando.com



Studio Tecnico Polonio
www.studiopolonio.com

Arch. Erika Falletta
+39 3488020877
San Benigno Canavese (To)



villero
STUDIO INGEGNERIA

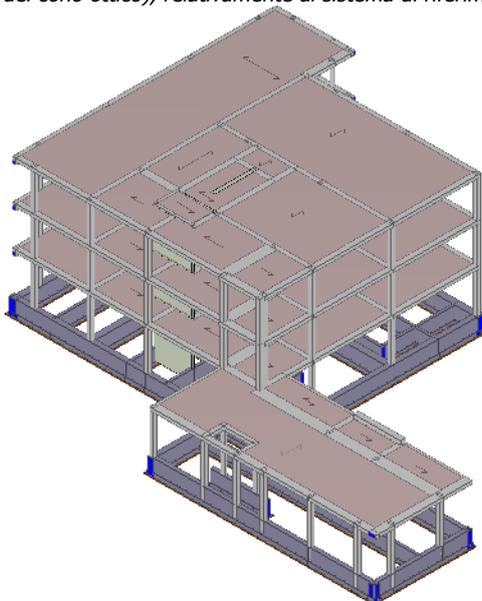
1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

L'edificio oggetto della relazione di calcolo si sviluppa per tre piani fuori terra oltre ad un'ala ad un piano fuori terra. L'edificio non è cantinato e ha un tetto piano. La geometria si ripete per tutti i piani del corpo principale, mentre il blocco spogliato è ad un solo piano fuori terra. Il corpo di fabbrica presenta una struttura costituita da travi e pilastri in c.a. Gli orizzontamenti sono realizzati in latero-cemento. La modellazione degli elementi strutturali e le indagini sui materiali sono estrapolati, e verificati poi nel presente studio, dalla verifica di vulnerabilità sismica ad opera dello Studio Associato Leving di via Cassini n. 43 a Torino. Per l'unità strutturale in esame, denominata "C" nello studio pregresso, si è raggiunto un livello di conoscenza LC2 e risulta verificata ai carichi gravitazionali, mentre risulta avere un indicatore di rischio sismico pari a 0,5660 a SLV nello stato di fatto. Con il presente progetto di adeguamento sismico, gli interventi saranno mirati ad ottenere un indicatore di rischio sismico superiore a 0,8.

Vengono riportate di seguito due viste assonometriche contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:

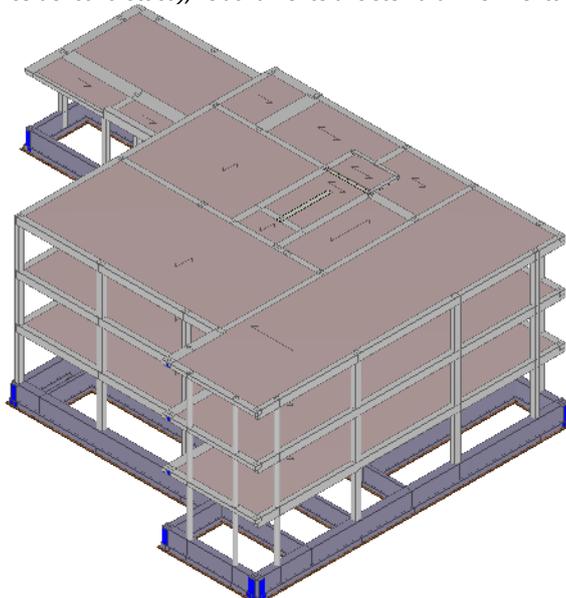
Vista Anteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale $0,X,Y, Z$, ha versore $(1;1;-1)$



Vista Posteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale $0,X,Y, Z$, ha versore $(-1;-1;-1)$



1.1 Studi ed indagini pregressi

Il presente progetto di fattibilità tecnica ed economica è mirato all'adeguamento sismico dell'Istituto Comprensivo "Guido Gozzano", sito in Via Francesco le Maire n. 20. Le strutture ed i materiali assunti alla base del modello strutturale utilizzato nel presente progetto sono interamente estrapolati dalla verifica di vulnerabilità sismica effettuata dallo Studio Associato Leving, nella persona dell'Ing. Giovanni Lopreiato.

Si riassumono qui di seguito le principali caratteristiche/dati desunti dalla verifica di vulnerabilità sismica pregressa:

- presenza di denuncia delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica: elaborati parziali (mancano armature delle travi e dei solai dei piani primo, secondo e copertura)
- progetto simulato per dati mancanti eseguito secondo la pratica dell'epoca di progettazione
- presenza di piano delle indagini con prelievo di campioni in calcestruzzo, barre di armatura e indagini pacometriche: si rimanda al rapporto tecnico n. 2603.1 MIC della ditta In Situ s.r.l. allegata alla verifica di vulnerabilità sismica
- determinazione del livello di conoscenza: LC2
- presenza di indagine MASW: categoria del suolo B
- categoria di amplificazione topografica: T1
- in accordo con quanto indicato al paragrafo 8.3 delle NTC 2018, si è ritenuto non necessario effettuare le verifiche del sistema di fondazione in quanto non sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale
- non sono state eseguite verifiche degli elementi strutturali secondari (solai), in quanto non è stato possibile indagare su di essi

1.2 Indagini integrative

Il sottoscritto Studio Villero si è premurato di eseguire ulteriori indagini a verifica dei dettagli costruttivi presenti sulle tavole della denuncia strutturale ed al fine di calibrare le armature dei principali elementi costruttivi alla luce della verifica di vulnerabilità sismica pregressa e del piano delle indagini.

Sono pertanto stati eseguiti rilievi geometrici al fine di verificare le sezioni degli elementi strutturali, riscontrando le seguenti discordanze rispetto alla denuncia strutturale:

- la trave di solaio a collegamento del vano ascensore con la trave di spina in adiacenza alla palestra (indicata sulle tavole della denuncia come T67 e T68) è una trave ribassata di 20 cm, con sezione a T come la trave ad essa parallela presente oltre il vano scala, invece che una trave in spessore di solaio avente dimensioni 25x90 cm (T67) e 25x60 cm (T68);
- il pilastro indicato sulle tavole della denuncia al filo 41 è inesistente su tutti i piani;
- il pilastro indicato sulle tavole della denuncia al filo 45 al piano terra è a sezione circolare con diametro 30 cm invece che rettangolare 30x30 cm.

Sono inoltre state eseguite indagini pacometriche a verifica delle armature presenti in travi e pilastri; si riporta una documentazione fotografica di parte dell'indagine svolta.





Si relaziona inoltre che il presente progetto prevede anche la sostituzione del manto di copertura in cemento amianto. L'intervento si configura quale mera sostituzione del manto di copertura senza realizzare o modificare elementi strutturali e pertanto non viene implementato nel presente modello di calcolo.

L'attuale manto appoggia su "pilastri/supporti" che scaricano direttamente sul solaio piano in laterocemento del terzo piano. Con il presente progetto, al fine di distribuire in maniera più uniforme il carico, si prevede di rimuovere tali supporti e di realizzare nuovi tramezzi in muratura forata di spessore 12 cm, la cui altezza varia da un minimo di 20 cm verso i canali di gronda ad un massimo di 80-100 cm nel punto più alto. Tali tramezzi saranno posti con un interasse abbastanza fitto in maniera da considerare il carico del manto uniformemente distribuito sul solaio. Non verranno pertanto eseguiti interventi di rilevanza strutturale.

Ai fini cautelativi si è considerato un carico permanente pari a 130 kg/m^2 sul solaio di copertura (piano terzo).

2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G.U. 21 dicembre 1971 n. 321)

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

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G.U. 21 marzo 1974 n. 76)

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

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)

"Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni".

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nelle seguenti norme:

Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

CNR-DT 200 R1/2013 "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati – Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie".

3 - MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	γ _c	Caratteristiche calcestruzzo armato				
											f _{cd}	f _{ctd}	f _{cfm}	N	n Ac
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]		[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Cls Travi - (Cls Travi)															
001	25.000	0,000010	30.200	12.583	60	F	23,50	-	0,85	1,50	9,21	0,85	2,17	15	002
Cls pilastri - (Cls pilastri)															
003	25.000	0,000010	30.200	12.583	60	F	16,20	-	0,85	1,50	6,35	0,66	1,70	15	002
C30/37_B450C - (C30/37)															
005	25.000	0,000010	33.019	13.758	60	P	37,00	-	0,85	1,50	17,40	1,37	3,53	15	006

LEGENDA:

N_{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ_k	Peso specifico.
α_{T, i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C_{Erid}	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E _{sisma} = E·C _{Erid}].
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
R_{ck}	Resistenza caratteristica cubica.
R_{cm}	Resistenza media cubica.
%R_{ck}	Percentuale di riduzione della R _{ck}
γ_c	Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
f_{cd}	Resistenza di calcolo a compressione.
f_{ctd}	Resistenza di calcolo a trazione.
f_{cfm}	Resistenza media a trazione per flessione.
n Ac	Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI ACCIAIO

N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	Stz	LMT	f _{yk}	f _{tk}	f _{yd}	f _{td}	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}	Caratteristiche acciaio			
														γ _{M3,SL} V	γ _{M3,SL} E	NCn t	γ _{M7} Cnt
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]							
FeB38k - Acciaio in Tondini - (FeB38k)																	

Caratteristiche acciaio

N _{id}	γ _k	α _{T,i}	E	G	Stz	LMT	f _{yk}	f _{tk}	f _{yd}	f _{td}	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}	γ _{M3,SLV}	γ _{M3,SLE}	γ _{M7}		
																NCn	Cnt	
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]								
002	78.500	0,000010	210.000	80.769	F	-	375,00	-	271,74	-	1,15	-	-	-	-	-	-	-
Acciaio B450C - Acciaio in Tondini - (B450C)																		
006	78.500	0,000010	210.000	80.769	P	-	450,00	-	391,30	-	1,15	-	-	-	-	-	-	-
S235 - Acciaio per Profilati - (S235)																		
007	78.500	0,000012	210.000	80.769	P	40	235,00	360,00	223,81	-	1,05	1,05	1,25	-	-	-	-	-
						80	215,00	360,00	204,76									

LEGENDA:

N_{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ_k	Peso specifico.
α_{T,i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
LMT	Campo di validità in termini di spessore t, (per profili, piastre, saldature) o diametro, d (per bulloni, tondini, chiodi, viti, spinotti)
f_{yk}	Resistenza caratteristica allo snervamento
f_{tk}	Resistenza caratteristica a rottura
f_{yd}	Resistenza di calcolo
f_{td}	Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
γ_s	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
γ_{M1}	Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
γ_{M2}	Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
γ_{M3,SLV}	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
γ_{M3,SLE}	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
γ_{M7}	Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCn = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.
NOTE	[-] = Parametro non significativo per il materiale.

ALTRI MATERIALI

Caratteristiche altri materiali

N _{id}	γ _k	α _{T,i}	E	G	C _{Erid}	f _{rk}	γ _{Rd}			η _i	η _a			TP _{stn}	TP _{FRP}
							γ _{Rd,F}	γ _{Rd,T}	γ _{Rd,C}		η _{a,I}	η _{a,E}	η _{a,AA}		
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]									
Rinforzo FRP - (FRP)															
004	18.200	0,000001	230.000	92.000	100	3.430,00			1,00	0,80		0,95	S	CFRP	
									1,20		0,85				
									1,10		0,85				

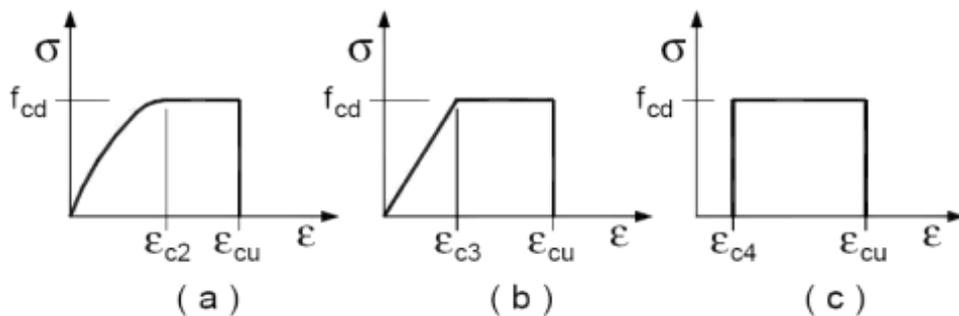
LEGENDA:

N_{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ_k	Peso specifico.
α_{T,i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C_{Erid}	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E _{sisma} = E · C _{Erid}].
f_{rk}	Resistenza caratteristica a rottura.
γ_{Rd,F} / γ_{Rd,T} / γ_{Rd,C}	Coefficiente parziale di modello di resistenza. γ _{Rd,F} : "Flessione/Pressoflessione"; γ _{Rd,T} : "Taglio/Torsione"; γ _{Rd,C} : "Confinamento"
η_i	Fattore di conversione per effetti di lunga durata.
η_{a,I} / η_{a,E} / η_{a,AA}	Fattore di conversione ambientale: η _{a,I} : esposizione "interna"; η _{a,E} : esposizione "esterna"; η _{a,AA} : esposizione "Ambiente Aggressivo"
TP_{stn}	Tipo di situazione del rinforzo: "S" = rinforzo applicato in situ; "P": rinforzo di tipo preformato
TP_{FRP}	Tipologia di composito: GFRP = "vetro/epossidica"; AFRP = "arammidica/epossidica"; CFRP = "carbonio/epossidica"; O = "Altro"

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati anche nei "*Tabulati di calcolo*", nella relativa sezione.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

I diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.1 del D.M. 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello (a) riportato nella seguente figura.



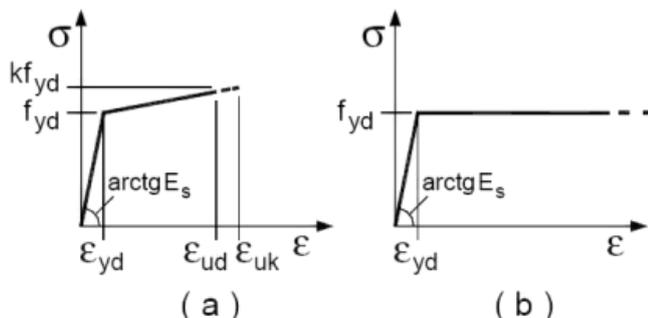
Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

I valori di deformazione assunti sono:

$$\varepsilon_{c2} = 0,0020;$$

$$\varepsilon_{cu2} = 0,0035.$$

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico tipo (b) rappresentato nella figura sulla destra. La resistenza di calcolo è data da f_{yk}/γ_s . Il coefficiente di sicurezza γ_s si assume pari a 1,15.



Per gli elementi esistenti (*di fatto*), le resistenze di progetto dei materiali, nel caso di **meccanismi duttili e fragili**, sono calcolate come di seguito riportato.

Tipo di Analisi	Elementi/Meccanismi	
	Duttili	Fragili
Senza Sisma	$R_{m/k}/FC$	
Con Sisma	$R_{m/k}/FC$	$R_{m/k}/(\gamma_m \cdot FC)$

dove:

$R_{m/k}$: resistenza media (ottenute dalle prove in situ e/o da informazioni aggiuntive) o caratteristica;

FC: fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza raggiunto;

γ_m : coefficiente parziale di sicurezza del materiale.

Per i materiali nuovi o aggiunti s'impiegano le proprietà nominali.

4 - LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Sulla base delle informazioni acquisite:

- sulla GEOMETRIA (§C8.5.1 - Circolare 2019 NTC 2018);
- sui DETTAGLI COSTRUTTIVI (§C8.5.2 - Circolare 2019 NTC 2018);
- sulle PROPRIETA' DEI MATERIALI (§C8.5.3 - Circolare 2019 NTC 2018);

con riferimento alla Tabella C8.5.IV (Circolare 2019 NTC 2018) sono stati acquisiti il **LIVELLO DI CONOSCENZA** (LC) ed il **FATTORE DI CONFIDENZA** (FC) seguenti:

Livello di conoscenza	Livello di conoscenza e fattore di confidenza	
	Fattore di confidenza	
LC2	1.20	

LEGENDA: Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Livello di conoscenza [LC1] = Conoscenza Limitata - [LC2] = Conoscenza Adeguata - [LC3] = Conoscenza Accurata.
Fattore di confidenza Fattore di confidenza applicato alle proprietà dei materiali.

4.1 Procedure per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti

Per edifici esistenti l'analisi storico-critica ed il rilievo geometrico-strutturale devono evidenziare i seguenti aspetti:

- la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione;
- la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali, si dovrà, inoltre, tenere conto che:

- la geometria e i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse;
- i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

• **Analisi storico-critica**

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è stato importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato. Viene di seguito indicata la documentazione reperita e vengono esplicitate le informazioni desunte da ciascuno dei documenti esaminati.

Denuncia delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica - 1980 (Legge 5.11.1971 n. 1086 – art. 4°)

Progettista dell'opera: Arch. Alberto Beveresco

Progettista delle strutture: Ing. Bruno Masetto

Direttore Lavori delle strutture: Ing. Bruno Masetto

Impresa costruttrice: C.I.M.O. s.a.s. con sede in Verrès (AO) - Via Caduti per la libertà, 16

Elaborati costituenti la denuncia

- Relazione illustrativa e di calcolo (Legge 5.11.1971 n. 1086 – art. 4°)

Elaborati grafici

- Tavola: Progetto di ampliamento scuola media per la costruzione della palestra e n. 11 aule – Completamento 3° lotto
- Tavola n. 1: Tracciamento;
- Tavola n. 2: Pianta fondazione;
- Tavola n. 4: Particolari di fondazione;
- Tavola n. 5: Pianta 1° solaio;
- Ferri travi di fondazione.

• **Rilievo geometrico-strutturale**

Il rilievo geometrico-strutturale è stato riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Nel rilievo sono state rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica.

Il rilievo ha avuto come fine l'individuazione dell'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

Sono stati rilevati anche gli eventuali dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.

• **Caratterizzazione meccanica dei materiali**

Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si è basati sull'eventuale documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su eventuali indagini sperimentali. I valori delle resistenze meccaniche dei materiali sono stati valutati sulla base delle prove effettuate sulla struttura e prescindono dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni.

Si veda il piano delle indagini allegato alla verifica di vulnerabilità sismica a firma dello Studio Leving.

5 - TERRENO DI FONDAZIONE

Le proprietà meccaniche dei terreni sono state investigate mediante specifiche prove mirate alla misurazione della velocità delle onde di taglio negli strati del sottosuolo. In particolare, è stata calcolata una velocità di propagazione equivalente delle onde di taglio con la seguente relazione (eq. [3.2.1] D.M. 2018):

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove:

- h_i è lo spessore dell' i -simo strato;
- $V_{S,i}$ è la velocità delle onde di taglio nell' i -simo strato;
- N è il numero totale di strati investigati;
- H è la profondità del substrato con $V_s \geq 800$ m/s.

Le proprietà dei terreni sono, quindi, state ricondotte a quelle individuate nella seguente tabella, ponendo $H = 30$ m nella relazione precedente ed ottenendo il parametro $V_{S,30}$.

Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato (Tab. 3.2.II D.M. 2018)

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

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio ($V_{S,30}$), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **B [B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti]**.

Le costanti di sottofondo (alla Winkler) del terreno sono state corrette secondo la seguente espressione:

$$K = c \cdot K_1;$$

dove:

K_1 = costante di Winkler del terreno riferita alla piastra standard di lato $b = 30$ cm;

c = coefficiente di correzione, funzione del comportamento del terreno e della particolare geometria degli elementi di fondazione. Nel caso di "Riduzione Automatica" è dato dalle successive espressioni (Rif. *Evaluation of coefficients of subgrade reaction K. Terzaghi, 1955 p. 315*):

$$c = \left[\frac{(B + b)}{2 \cdot B} \right]^2 \quad \text{per terreni incoerenti}$$

$$c = \left(\frac{L/B + 0,5}{1,5 \cdot L/B} \right) \cdot \frac{b}{B} \quad \text{per terreni coerenti}$$

Essendo:

$b = 0,30$ m, dimensione della piastra standard;

L = lato maggiore della fondazione;

B = lato minore della fondazione.

Nel caso di stratigrafia la costante di sottofondo utilizzata nel calcolo delle **sollecitazioni** è quella del terreno a contatto con la fondazione, mentre nel calcolo dei **cedimenti** la costante di sottofondo utilizzata è calcolata come media pesata delle costanti di sottofondo presenti nel volume significativo della fondazione.

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei "Tabulati di calcolo", nella relativa sezione. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica.

6 - ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica. Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del punto 3.1 del **D.M. 2018**. In particolare, è stato fatto utile riferimento alle Tabelle 3.1.I e 3.1.II del D.M. 2018, per i pesi propri dei materiali e per la quantificazione e classificazione dei sovraccarichi, rispettivamente.

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, oltre che nei "Tabulati di calcolo" nella relativa sezione, sono di seguito riportate:

ANALISI CARICHI

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Analisi carichi						
				Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
001	S	Doppia fodera 34cm (12+12)	Carico Permanente	Fodera esterna (12 cm) e fodera interna (12 cm)	1.920	Intonaco interno, intonaco esterno, isolante poliuretano espanso	740		0	0
002	S	copertura 20+5	Coperture accessibili solo per manutenzione	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 25 cm (20+5)	3.530	Manto di copertura, impermeabilizzazione e intonaco inferiore	1.300		0	1.306
003	S	solaio 20+5	Scuole	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 25 cm (20+5)	3.530	Pavimentazione e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	1.500	Scuole (Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	3.000	0

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

PP, PNS, SA Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

7 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018.

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica;
- individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio;
- determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica;
- calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

1. I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

3. Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum **ED50**:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
45.330056	7.719027	305

Nella valutazione della domanda per strutture a comportamento **NON Dissipativo** tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo sostanzialmente elastico. La domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità del materiale, attraverso un modello elastico.

7.1 Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D.

L'edificio è stato progettato per una **Vita Nominale** pari a **50** e per **Classe d'Uso** pari a **3**.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il **suolo** di fondazione di **categoria B**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Stato Limite	a_g/g	F_0	Parametri di pericolosità sismica					
			T^*_c [s]	C_c	T_B [s]	T_c [s]	T_D [s]	S_s
SLO	0.0241	2.591	0.187	1.54	0.096	0.288	1.696	1.20
SLD	0.0290	2.644	0.205	1.51	0.103	0.310	1.716	1.20
SLV	0.0527	2.744	0.288	1.41	0.136	0.407	1.811	1.20
SLC	0.0615	2.810	0.301	1.40	0.140	0.421	1.846	1.20

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione (a_g) al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Comportamento (q).

Il Fattore di comportamento q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il **Coefficiente di Amplificazione Topografica** (S_T) pari a **1.00**.

Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati "*Tabulati di calcolo*" al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".

Per la struttura in esame sono stati utilizzati i seguenti valori:

Stato Limite di Danno

Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in direzione X: **1.00**;
 Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in direzione Y: **1.00**;
 Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale: **1.00** (se richiesto).

Stato Limite di salvaguardia della Vita

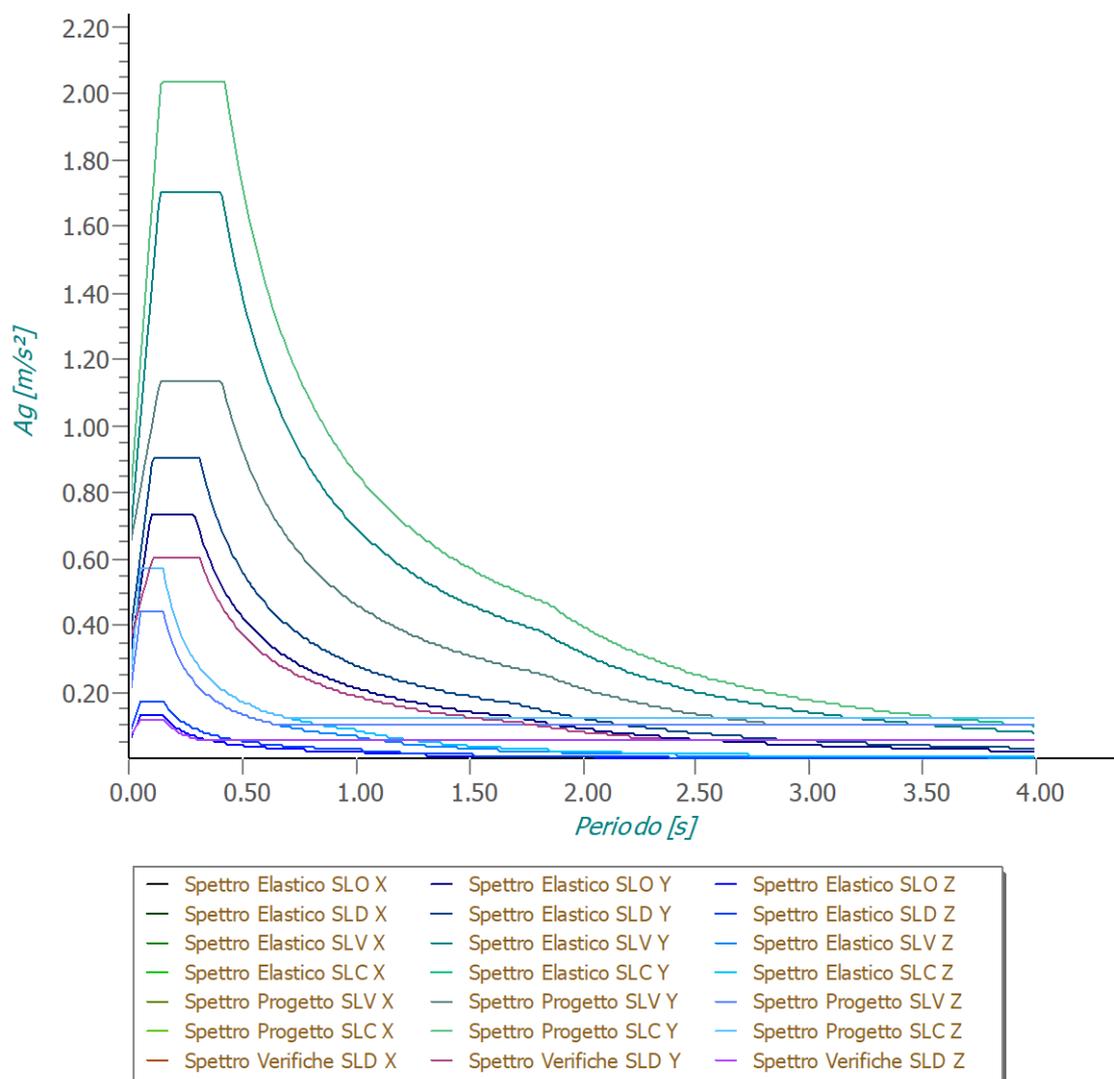
Verifica meccanismi "Duttili"

Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in direzione X: **1.500** ;
 Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in direzione Y: **1.500** ;
 Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale: **1.00** (se richiesto).

Verifica meccanismi "Fragili"

Il fattore di comportamento utilizzato per la verifica di tali meccanismi è pari a **1,50**. Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.

Grafico degli Spettri di Risposta



7.2 Metodo di Analisi

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Il numero di **modi di vibrazione** considerato (**15**) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	86.26
salvaguardia della vita	Y	86.52
salvaguardia della vita	Z	100.00
salvaguardia della vita	Torsionale	-

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E , conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (*Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa*):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij})^2} \quad \beta_{ij} = \frac{T_j}{T_i}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati;
- ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

7.3 Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV sono stati ottenuti moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q && \text{se } T_1 \geq T_C; \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 && \text{se } T_1 < T_C. \end{aligned}$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

7.4 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY} \qquad E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX}$$

dove:

E_{EdX} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;

E_{EdY} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura.

L'azione sismica verticale deve essere considerata in presenza di: elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi pressoché orizzontali precompressi, elementi a sbalzo pressoché orizzontali con luce maggiore di 5 m, travi che sostengono colonne, strutture isolate.

La combinazione della componente verticale del sisma, qualora portata in conto, con quelle orizzontali è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY} \pm 0,30E_{EdZ} \qquad E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdZ} \qquad E_{EdZ} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

dove:

E_{EdX} e E_{EdY} sono gli effetti dell'azione sismica nelle direzioni orizzontali prima definite;

E_{EdZ} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della componente verticale dell'azione sismica di progetto.

7.5 Eccentricità accidentali

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni

piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica. Si noti che la distanza precedente, nel caso di distribuzione degli elementi non strutturali fortemente irregolare in pianta, viene raddoppiata ai sensi del § 7.2.3 del D.M. 2018.

8 - AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

8.1 Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{K1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{K2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{K3} + \dots \quad (1)$$

dove:

- G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- $\gamma_{Gr}, \gamma_{qr}, \gamma_P$ coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 2018;
- ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le **208 combinazioni** risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{K1} nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati "*Tabulati di calcolo*".

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

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

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	ψ_{2i}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B - Uffici	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E - Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,3
Categoria H - Coperture	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	*
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	*
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0
* "Da valutarsi caso per caso"	

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 2018.

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 2018.

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della Tab. 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei "*Tabulati di calcolo*" in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

8.2 Stato Limite di Danno

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

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

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G₁ rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G₂ rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i.

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

8.3 Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 2018 al §2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

rara	frequente	quasi permanente
$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:

- G_{kj} : valore caratteristico della j-esima azione permanente;
 P_{kh} : valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
 Q_{ki} : valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
 Q_{ki} : valore caratteristico della i-esima azione variabile;
 ψ_{0i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
 ψ_{1i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
 ψ_{2i} : coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base [Q_{k1} nella formula (1)], con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli allegati "*Tabulati Di Calcolo*" sono riportanti i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "**Quasi Permanente**" (1), "**Frequente**" (7) e "**Rara**" (15).

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

8.4 Azione del Vento

L'applicazione dell'azione del vento sulla struttura si articola in due fasi:

1. calcolo della pressione Normale e Tangenziale lungo l'altezza dell'edificio;
2. trasformazione delle pressioni in forze (lineari/concentrate) sugli elementi (strutturali/non strutturali) dell'edificio.

8.4.1 Calcolo pressione normale e tangenziale

- **Pressione Normale**

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d \quad (\text{relazione 3.3.4 - D.M. 2018});$$

dove

- q_r : la pressione cinetica di riferimento data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\text{relazione 3.3.6 - D.M. 2018});$$

con:

ρ : densità dell'aria (assunta pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$);

v_r : velocità di riferimento del vento (in m/s), data da (Eq. 3.3.2 - D.M. 2018):

$$v_r = v_b \cdot c_r, \text{ CON:}$$

α_R : coefficiente dato dalla seguente relazione:

$$c_r = 0,75 \cdot \sqrt{1 - 0,2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad (\text{relazione 3.3.3 - D.M. 2018});$$

v_b : velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni, data da: $v_b = v_{b,0} \cdot c_a$

dove:

c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0.$$

$$c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m.}$$

$v_{b,0}$, a_0 , k_s : parametri forniti dalla Tab. 3.3.I del §3.3.2 D.M. 2018;

a_s : altitudine sul livello del mare (m.s.l.m) del sito ove sorge la costruzione;

T_R : periodo di ritorno espresso in anni [10 anni; 500 anni].

- C_e : coefficiente di esposizione, che per altezza sul suolo (z) non maggiori di 200 m è dato dalla formula:

$$\begin{aligned} c_e(z) &= k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] && \text{per } z \geq z_{\min} \\ c_e(z) &= c_e(z_{\min}) && \text{per } z < z_{\min} \end{aligned} \quad (\text{relazione 3.3.7 - D.M. 2018});$$

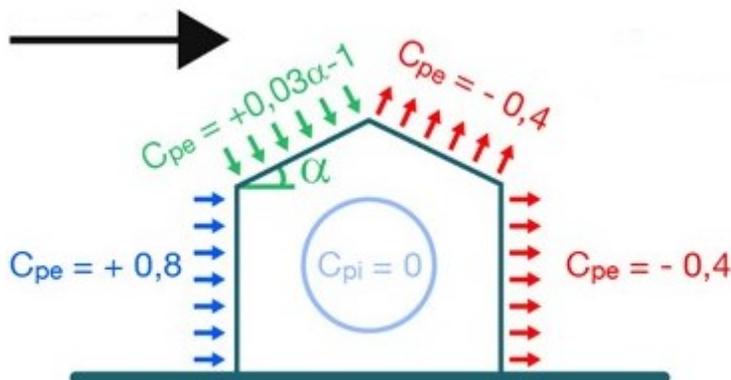
dove:

k_r , z_0 , z_{\min} : parametri forniti dalla Tab. 3.3.II del par. 3.3.7 D.M. 2018 (*funzione della categoria di esposizione del sito e della classe di rugosità del terreno*);

c_t : coefficiente di topografia (assunto pari ad 1).

- c_p : coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento (cfr. § 3.3.8 - D.M. 2018).

La valutazione dei coefficienti di forma o coefficienti aerodinamici (C_p), applicati automaticamente dal programma alle superfici esposte al vento indicate dall'utente, è stata formulata nell'ipotesi di costruzioni "stagne" (coefficiente di pressione interna C_{pi} nullo), a pianta rettangolare con coperture piane, inclinate o a falde (si veda la figura di esempio seguente per vento agente da sinistra a destra).



In tutte le altre situazioni in cui tali ipotesi non risultino soddisfatte (coperture multiple, tettoie, pensiline, ecc.), occorre procedere ad una opportuna valutazione dei coefficienti di forma, modificando quanto proposto dal programma.

- c_d : coefficiente dinamico (assunto pari ad 1; par. 3.3.9 - D.M. 2018).

• **Pressione Tangenziale**

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione

$$p_t = q_r \cdot c_e \cdot c_f \quad (\text{relazione 3.3.5 - D.M. 2018});$$

dove

- q_r , c_e : definiti in precedenza;

- c_f : coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente funzione (valori presi dalla Tab. C3.3.I della Circolare 2018).

Per il caso in esame:

VENTO - CALCOLO PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

Vento - calcolo pressione cinetica di riferimento										
α	DIR	a_s	Zona	$V_{b,0}$	a_0	k_s	V_b	T_R	α_R	q_b
[°]		[m]		[m/s]	[m]		[m/s]	[anni]		[N/m ²]
0,00	+X; -X; +Y; -Y	305	1	25	1.000	0,400	25,00	50	1,00	391

LEGENDA:

α	Angolo di inclinazione del vento rispetto all'asse x
DIR	Direzioni locali di calcolo del vento
a_s	Altitudine sul livello del mare (m.s.l.m) del sito ove sorge la costruzione;
Zona	Zona di riferimento per il calcolo del vento;
$V_{b,0}, a_0, k_s$	Parametri per la definizione della velocità base di riferimento
V_b	Velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni;
T_R	Periodo di ritorno;
α_R	Coefficiente per il calcolo della pressione cinetica di riferimento;
q_b	Pressione cinetica di riferimento.

VENTO - CALCOLO COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Vento - calcolo coefficiente di esposizione								
Z	d_{ct}	CIRg	Cat exp	k_r	Z_G	Z_{min}	C_t	C_e
[m]	[km]				[m]	[m]		
0,00	sulla costa, oltre 30 Km	C	III	0,20	0,10	5,00	1,00	1,71
4,70								1,71
8,10								2,00
11,50								2,23

LEGENDA:

Z	Altezza dell'edificio a cui viene calcolata la pressione del vento;
d_{ct}	Distanza dalla costa;
CIRg	Classe di rugosità del terreno (A, B, C, D);
g	
Cat	Categoria di esposizione del sito (I, II, III, IV, V);
exp	
k_r	Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione;
Z_0	
Z_{min}	
C_t	Coefficiente di topografia;
C_e	Coefficiente di esposizione;

VENTO - CALCOLO PRESSIONE DEL VENTO

Vento - calcolo pressione del vento								
Z	q_b	C_e	C_p	C_d	p	Scz	C_f	p_f
[m]	[N/m ²]				[N/m ²]			[N/m ²]
0,00	391	1,71	1,00	1,00	667	-	-	-
4,70		1,71			667			-
8,10		2,00			782			-
11,50		2,23			871			-

LEGENDA:

Z	Altezza dell'edificio a cui viene calcolata la pressione del vento;
q_b	Pressione cinetica di riferimento.
C_e	Coefficiente di esposizione;
C_p	Coefficiente di forma/aerodinamico. (*) Valorizzato al momento del calcolo della pressione agente sul singolo elemento strutturale ed è funzione della posizione dello stesso (sopravento/sottovento);
C_d	Coefficiente dinamico;
p	Pressione normale (senza il contributo di C_p);
Scz	Scabrezza della superficie (liscia, scabra, molto scabra);
C_f	Coefficiente d'attrito;
p_f	Pressione tangenziale (senza il contributo di C_p).

8.4.2 Applicazione delle forze sulla struttura

Per ogni superficie esposta all'azione del vento si individua la posizione del baricentro e in corrispondenza di esso, dal diagramma delle pressioni dell'edificio, si ricava la pressione per unità di superficie.

Per gli elementi **strutturali** la pressione è trasformata in:

- forze lineari per i beam (*pilastrini e travi*);
- forze nodali per le shell (*pareti, muri e solette*).

Per gli elementi **non strutturali** (*tamponature, solai e balconi*) la forza totale (pressione nel baricentro x superficie) viene divisa per il perimetro in modo da ottenere una forza per unità di lunghezza che viene applicata sugli elementi strutturali confinanti.

8.5 Azione della Neve

Il carico da neve è stato calcolato seguendo le prescrizioni del §3.4 del D.M. 2018 e le integrazioni della Circolare 2019 n. 7. Il carico da neve, calcolato come di seguito riportato, è stato combinato con le altre azioni variabili definite al §2.5.3, ed utilizzando i coefficienti di combinazione della Tabella 2.5.I del D.M. 2018. Il carico da neve superficiale da applicare sulle coperture è stato stimato utilizzando la relazione [cfr. §3.4.1 D.M. 2018]:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

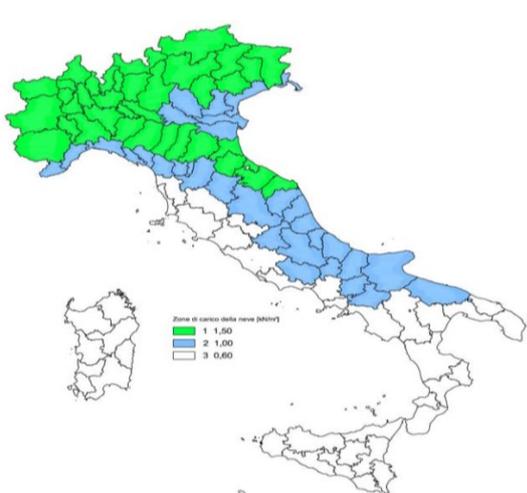
dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, in [kN/m²]. Tale valore è calcolato in base alla posizione ed all'altitudine (a_s) secondo quanto indicato alla seguente tabella;

Valori di riferimento del carico della neve al suolo, q_{sk} (cfr. §3.4.2 D.M. 2018)

Zona	$a_s \leq 200$ m	$a_s > 200$ m
I – Alpina	$q_{sk} = 1,50$ kN/m ²	$q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2]$ kN/m ²
I – Mediterranea	$q_{sk} = 1,50$ kN/m ²	$q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2]$ kN/m ²
II	$q_{sk} = 1,00$ kN/m ²	$q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2]$ kN/m ²
III	$q_{sk} = 0,60$ kN/m ²	$q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2]$ kN/m ²

Zone di carico della neve	
I - Alpina:	Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano- Cusio- Ossola, Vercelli, Vicenza
I - Mediterranea:	Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì- Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese
II:	Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta- Andria- Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona
III:	Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia- Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotona, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia- Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo

Mappa delle zone di carico della neve [cfr. Fig. 3.4.1 D.M. 2018].	
	

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, funzione dell'inclinazione della falda (α) e della sua morfologia (vedi tabelle seguenti);

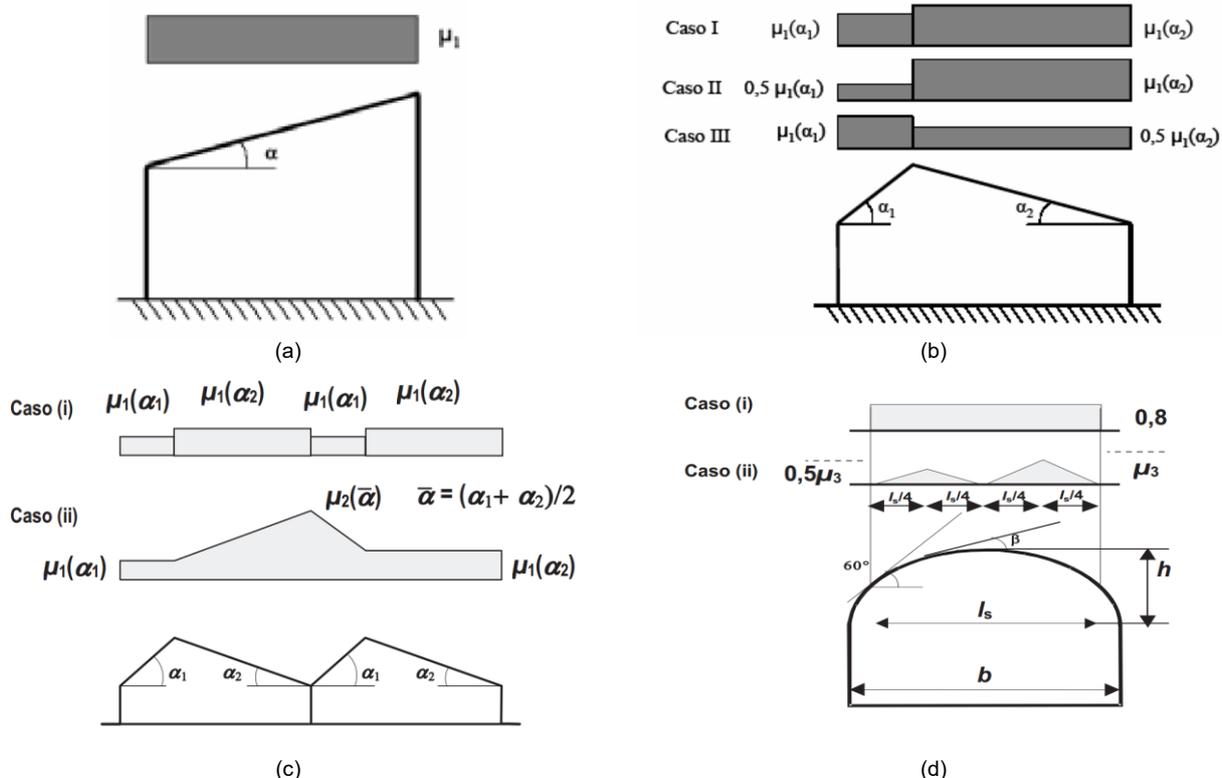
Valori dei coefficienti di forma per falde piane (cfr. Tab. 3.4.II D.M. 2018 e Tab. C3.4.I Circolare 2019 n. 7)

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha / 30$	1,6	-

Valori dei coefficienti di forma per coperture cilindriche (cfr. §C3.4.3.3.1 Circolare 2019 n. 7)

Angolo di tangenza delle coperture cilindriche, β	Coefficiente di forma, μ_3
per $\beta > 60^\circ$	$\mu_3 = 0$
per $\beta \leq 60^\circ$	$\mu_3 = 0,2 + 10 h / b \leq 2,0$

I coefficienti di forma definiti nelle tabelle precedenti sono stati utilizzati per la scelta delle combinazioni di carico da neve indicate nelle seguenti figure.



Coefficienti di forma e relative combinazioni di carico per la neve: (a) coperture ad una falda [cfr. 3.4.5.2 D.M. 2018], (b) coperture a due falde [cfr. 3.4.5.3 D.M. 2018], (c) coperture a più falde [cfr. C3.4.3.3 Circolare 2019 n. 7], (d) coperture cilindriche [cfr. C3.4.3.3.1 Circolare 2019 n. 7].

- C_E è il coefficiente di esposizione, funzione della topografia del sito (si veda la seguente tabella);

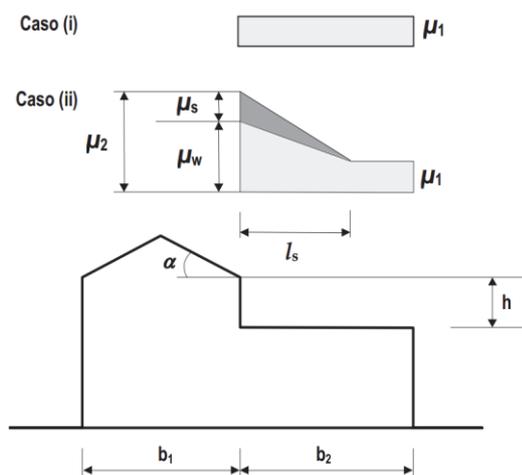
Valori di C_E per diverse classi di esposizione (cfr. Tab. 3.4.1 D.M. 2018)

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

- C_t è il coefficiente termico, cautelativamente posto pari ad 1 (cfr. §3.4.4 D.M. 2018).

8.5.1 Coperture adiacenti ed effetti locali

Nel caso di coperture adiacenti, si è proceduto alla stima di un carico da neve aggiuntivo dovuto a fenomeni di accumulo (cfr. §3.4.3.3.3 Circolare 2019 n. 7).



Coefficienti di forma per coperture adiacenti

$$\mu_1 = 0,8$$

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

$$\mu_s = 0 \text{ per } \alpha \leq 15^\circ$$

$$\mu_s = 0,5 \mu_{sup} \text{ per } \alpha > 15^\circ$$

dove:

μ_{sup} è il coefficiente valutato sulla copertura superiore

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

$\gamma = 2 \text{ kN/m}^3$ è il peso specifico della neve

$$l_s = 2 h$$

Inoltre, deve risultare comunque:

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

$$5 \text{ m} \leq l_s \leq 15 \text{ m}$$

Ulteriori carichi aggiuntivi dovuti a neve sono stati considerati nelle seguenti casistiche:

- accumuli in corrispondenza di sporgenze (cfr. §C3.4.3.3.4 Circolare 2019 n. 7);
- accumuli di neve aggettante dai bordi sporgenti delle coperture (cfr. §C3.4.3.3.5 Circolare 2019 n. 7);

- accumuli in corrispondenza di barriere paraneve o altri ostacoli (cfr. §C3.4.3.3.6 Circolare 2019 n. 7).

9 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

9.1 Denominazione

Nome del Software	EdiLus
Versione	usBIM(e)
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Numero di serie	15049997
Produzione e Distribuzione	ACCA software S.p.A. Contrada Rosole 13 83043 BAGNOLI IRPINO (AV) - Italy Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

9.2 Sintesi delle funzionalità generali

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette, setti, travi-parete).

L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

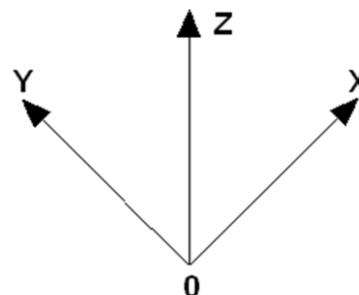
Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.

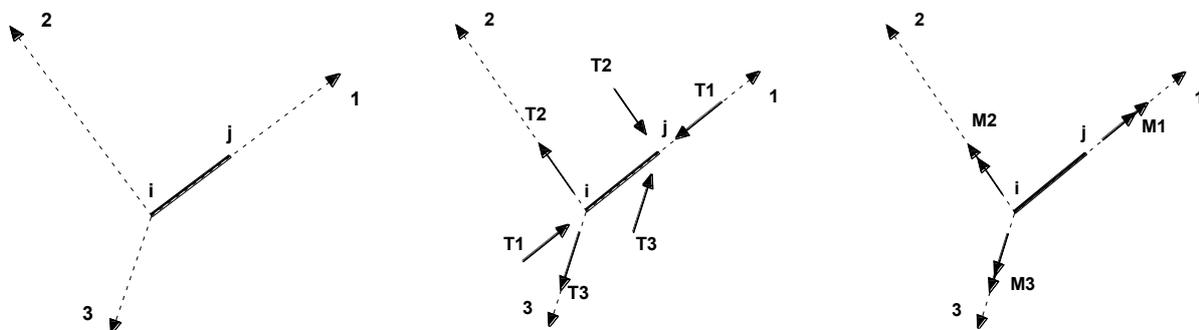
9.3 Sistemi di Riferimento

9.3.1 Riferimento globale

Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa O, X, Y, Z (X, Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).



9.3.2 Riferimento locale per travi



L'elemento Trave è un classico elemento strutturale in grado di ricevere Carichi distribuiti e Carichi Nodali applicati ai due nodi di estremità; per effetto di tali carichi nascono, negli estremi, sollecitazioni di taglio, sforzo normale, momenti flettenti e torcenti.

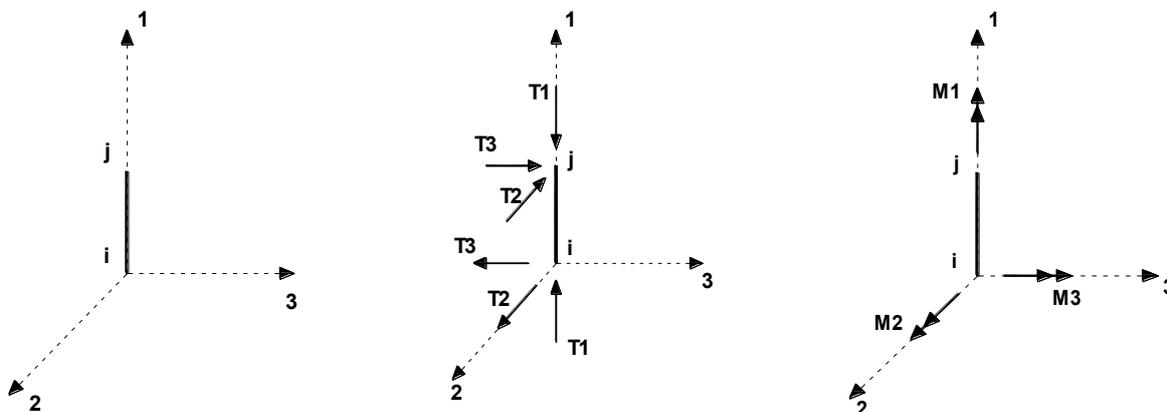
Definiti i e j (nodi iniziale e finale della Trave) viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j ;
- assi 2 e 3 appartenenti alla sezione dell'elemento e coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa.

Le sollecitazioni verranno fornite in riferimento a tale sistema di riferimento:

1. Sollecitazione di Trazione o Compressione T_1 (agente nella direzione i - j);
2. Sollecitazioni taglienti T_2 e T_3 , agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
3. Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 (M_2 e M_3);
4. Sollecitazione torcente M_1 .

9.3.3 Riferimento locale per pilastri



Definiti i e j come i due nodi iniziale e finale del pilastro, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j ;
- asse 2 perpendicolare all' asse 1, parallelo e discorde all'asse globale Y ;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale X .

Tale sistema di riferimento è valido per Pilastri con angolo di rotazione pari a '0' gradi; una rotazione del pilastro nel piano XY ha l'effetto di ruotare anche tale sistema (ad es. una rotazione di '90' gradi porterebbe l'asse 2 a essere parallelo e concorde all'asse X , mentre l'asse 3 sarebbe parallelo e concorde all'asse globale Y). La rotazione non ha alcun effetto sull'asse 1 che coinciderà sempre e comunque con l'asse globale Z .

Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:

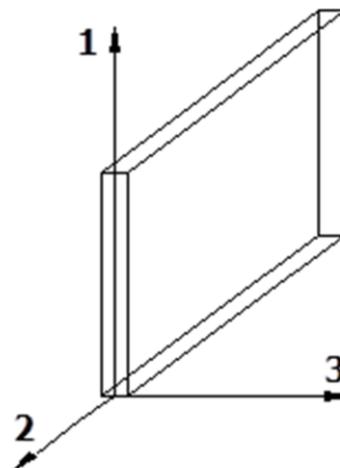
- una forza di trazione o compressione T_1 , agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglienti T_2 e T_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente) M_2 e M_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente) M_1 agente lungo l'asse locale nel piano 1.

9.3.4 Riferimento locale per pareti

Una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:

- asse 1, coincidente con l'asse globale Z;
- asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

Su ciascun setto l'utente ha la possibilità di applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite, a discrezione dell'utente, rispetto al riferimento globale X,Y,Z oppure rispetto al riferimento locale 1,2,3 appena definito.



Si rende necessario, a questo punto, meglio precisare le modalità con cui EdiLus restituisce i risultati di calcolo.

Nel modello di calcolo agli elementi finiti ciascun setto è discretizzato in una serie di elementi tipo "shell" interconnessi; il solutore agli elementi finiti integrato nel programma EdiLus, definisce un riferimento locale per ciascun elemento shell e restituisce i valori delle tensioni esclusivamente rispetto a tali riferimenti.

Il software EdiLus provvede ad omogeneizzare tutti i valori riferendoli alla terna 1-2-3. Tale operazione consente, in fase di input, di ridurre al minimo gli errori dovuti alla complessità d'immissione dei dati stessi ed allo stesso tempo di restituire all'utente dei risultati facilmente interpretabili.

Tutti i dati cioè, sia in fase di input che in fase di output, sono organizzati secondo un criterio razionale vicino al modo di operare del tecnico e svincolato dal procedimento seguito dall'elaboratore elettronico.

In tal modo ad esempio, il significato dei valori delle tensioni può essere compreso con immediatezza non solo dal progettista che ha operato con il programma ma anche da un tecnico terzo non coinvolto nell'elaborazione; entrambi, così, potranno controllare con facilità dal tabulato di calcolo, la congruità dei valori riportati.

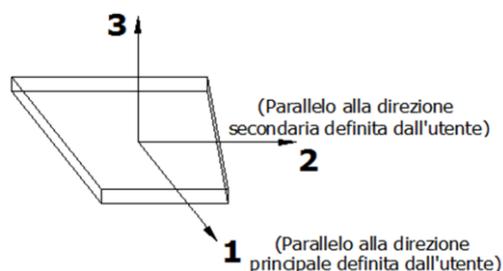
Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

La faccia anteriore è quella di normale uscente concorde all'asse 3 come prima definito o, identicamente, quella posta alla destra dell'osservatore che percorresse il bordo superiore della parete concordemente al verso di tracciamento.

9.3.5 Riferimento locale per solette e platee

Ciascuna soletta e platea è caratterizzata da un sistema di riferimento locale 1,2,3 così definito:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.



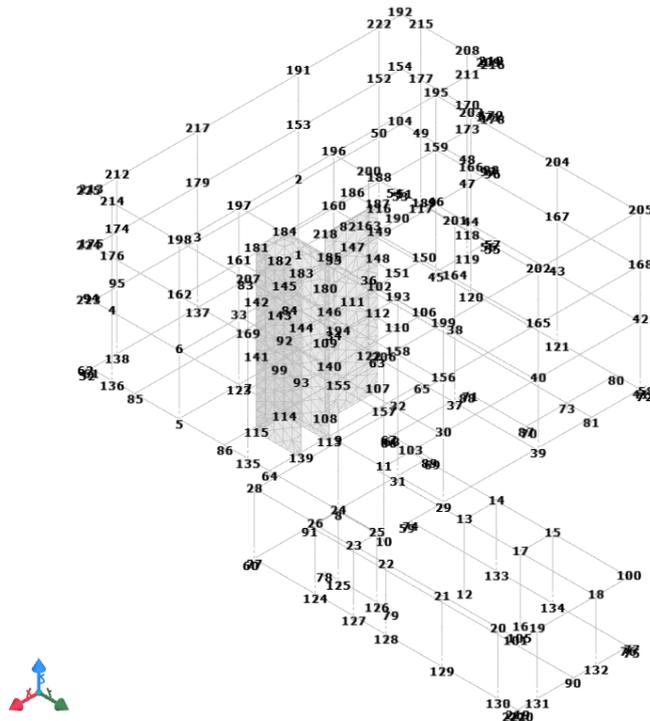
9.4 Modello di Calcolo

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

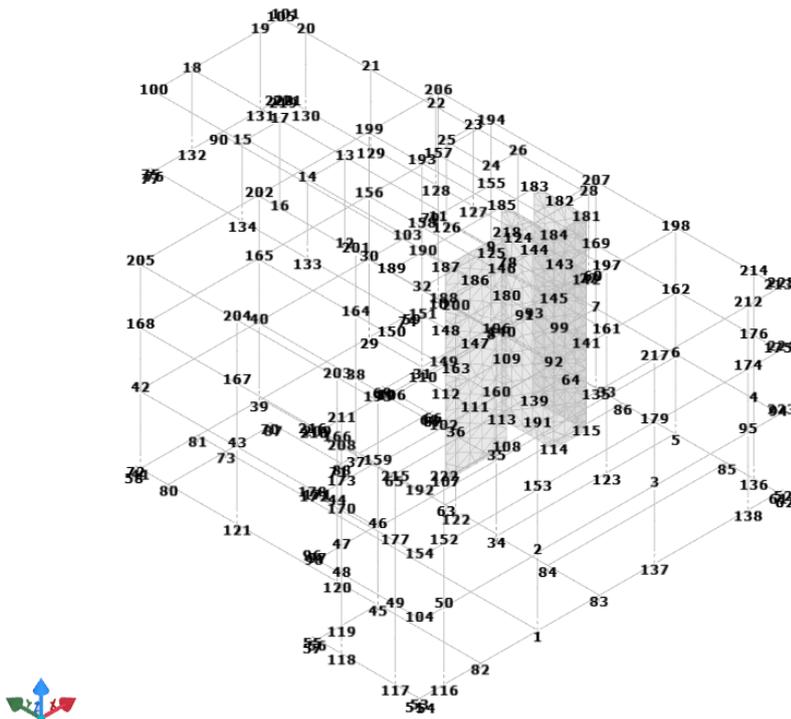
Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei "*Tabulati di calcolo*".

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

Vista Anteriore



Vista Posteriore



Le aste in **c.a.**, sia travi che pilastri, sono schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso. In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.

Le sollecitazioni vengono determinate solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni, le sollecitazioni risultano indeterminate.

Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

La modellazione del materiale degli elementi in c.a., acciaio e legno segue la classica teoria dell'elasticità lineare; per cui il materiale è caratterizzato oltre che dal peso specifico, da un modulo elastico (E) e un modulo tagliante (G).

La possibile fessurazione degli elementi in c.a. è stata tenuta in conto nel modello considerando un opportuno decremento del modulo di elasticità e del modulo di taglio, nei limiti di quanto previsto dalla normativa vigente per ciascuno stato limite.

Gli eventuali elementi di **fondazione** (travi, platee, plinti, plinti su pali e pali) sono modellati assumendo un comportamento elastico-lineare sia a trazione che a compressione.

10 PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel §2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 2018;
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

Attraverso il modello di calcolo si sono dimensionati gli interventi di consolidamento necessari per ottenere un indicatore di rischio sismico superiore a 0,8, consistenti sinteticamente in:

- rinforzo interno delle pareti in calcestruzzo armato dell'ascensore mediante applicazione di FRP (Fiber Reinforced Polymer) tra il piano terra ed il piano primo;
- incamiciatura in acciaio dei 4 pilastri circolari al piano terra, esterni alla struttura, a completamento verticale dell'incamiciatura già realizzata con precedente intervento;
- incamiciatura con microcalcestruzzo ed armature metalliche della maggior parte dei pilastri rettangolari presenti su tutti i piani dell'edificio;
- confinamento della maggior parte dei nodi trave-pilastro, lungo i prospetti esterni, con FRP (Fiber Reinforced Polymer), a tutti i piani;
- placcaggio con FRP (Fiber Reinforced Polymer) per taglio e per flessione di un limitato numero di travi, a tutti i piani.

Nei paragrafi successivi verranno illustrati nel dettaglio i consolidamenti degli elementi strutturali.

10.1 Verifiche di Resistenza

10.1.1 Elementi in C.A.

Illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito in presenza di pressoflessione deviata (pilastri e trave di sezione generica):

- per tutte le terne M_x , M_y , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.19 del D.M. 2018, effettuando due verifiche a pressoflessione retta con la seguente formula:

$$\left(\frac{M_{Ex}}{M_{Rx}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ey}}{M_{Ry}}\right)^\alpha \leq 1$$

dove:

M_{Ex} , M_{Ey} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;

M_{Rx} , M_{Ry} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi di flessione.

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

- se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.19 non è rispettata, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando la suddetta relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

Sempre quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per le travi verificate/semiprogettate a pressoflessione retta:

- per tutte le coppie M_x , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base all'armatura adottata;
- se per almeno una di queste coppie esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le coppie considerate.

Per le strutture, o parti di strutture, progettate con comportamento strutturale **non dissipativo**, come il caso in esame, la capacità delle membrature soggette a flessione o pressoflessione è stato calcolato, a livello di sezione, al raggiungimento della curvatura ϕ'_{yd} di cui al § 4.1.2.3.4.2 del DM 2018, a cui corrisponde il momento resistente massimo della sezione in campo sostanzialmente elastico.

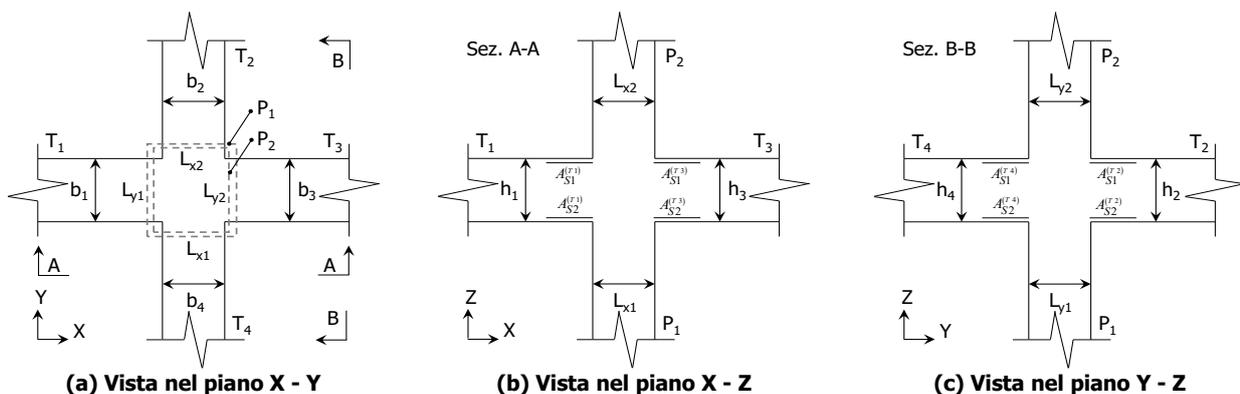
Nei "Tabulati di calcolo", per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna M_x , M_y , N , o la coppia M_x , N che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti.

Successivamente si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

10.1.1.1 Verifica di confinamento dei nodi

La progettazione dei nodi delle strutture in c.a. viene condotta secondo le prescrizioni del § 7.4.4.3 del D.M. 2018. Sono stati esclusi dalla verifica i nodi "interamente confinati", come definiti nel seguito, progettati in CD "B", ovvero quelli di strutture progettate come non dissipative, ai sensi del § C7.4.4.3.1 della Circolare 2019 del D.M. 2018. Si consideri, in generale, lo schema di nodo rappresentato nella figura seguente in cui $n_t = 4$ e $n_p = 2$ sono, rispettivamente, il numero di travi e pilastri concorrenti nel nodo.



In base alle dimensioni geometriche delle membrature (travi e pilastri) concorrenti nel nodo è possibile classificare i nodi in:

- **Interamente Confinati [IC]**, se $n_t = 4$ e:

$$\min\{b_1, b_3\} \geq \frac{3}{4} \max\{L_{y1}, L_{y2}\}$$

$$\min\{h_1, h_3\} \geq \frac{3}{4} \max\{h_1, h_3\}$$

$$\min\{b_2, b_4\} \geq \frac{3}{4} \max\{L_{x1}, L_{x2}\}$$

$$\min\{h_2, h_4\} \geq \frac{3}{4} \max\{h_2, h_4\}$$

- **Non Interamente Confinati [NIC]**, se non tutte le precedenti condizioni sono rispettate.

In base all'ubicazione del nodo nella struttura è possibile distinguere tra:

- **Nodi Interni [NI]**: in cui, evidentemente, $n_t = 4$;
- **Nodi Esterni [NE]**, in cui $1 \leq n_t < 4$.

I nodi sono stati progettati considerando una sollecitazione tagliante pari a (cfr. [7.4.6-7] D.M. 2018):

$$V_{jbd}^{(T_i)} = \gamma_{Rd} \left(A_{S1}^{(T_i)} + A_{S2}^{(T_i)} \right) f_{yd} - V_C^{(P_{2,i})} \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NI]$$

$$V_{jbd}^{(T_i)} = \gamma_{Rd} A_{S1}^{(T_i)} f_{yd} - V_C^{(P_{2,i})} \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NE]$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1,20$ in CD-A e $1,10$ in CD-B ed in caso di comportamento non dissipativo (cfr. Tab. 7.2.I e § 7.4.1 D.M. 2018);

f_{yd} è la tensione di progetto dell'acciaio delle armature delle travi;

$V_C^{(P_{2,i})}$ è il taglio in condizioni sismiche del pilastro superiore, lungo la direzione della trave considerata:

$$V_C^{(P_{2,i})} = V_C^{(P_{2,x})} \quad i = 1, 3$$

$$V_C^{(P_{2,i})} = V_C^{(P_{2,y})} \quad i = 2, 4$$

Le terne (A_{S1} , A_{S2} , V_C) sono state scelte in modo da considerare la situazione più sfavorevole. La verifica a taglio-compressione si esegue controllando che (cfr. [7.4.8] D.M. 2018):

$$V_{jbd}^{(T_i)} \leq V_{R,jbd}^{(T_i)} = \eta f_{cd} b_j^{(T_i)} h_{jc}^{(P_{2,i})} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}}$$

dove:

$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{ck} [MPa]}{250} \right);$$

$\alpha_j = 0,48$ ($f_{ck,c}/f_{ck}$) (cfr. § C7.4.4.3.1 Circolare 2019 del D.M. 2018);

$f_{ck,c}$ è la resistenza a compressione cilindrica caratteristica del calcestruzzo confinato (cfr. § 4.1.2.1.2.1 D.M. 2018);

b_j è la larghezza effettiva del nodo, pari a:

$$b_j^{(T_i)} = \min\{b_{j1}^{(T_i)}, b_{j2}^{(T_i)}\} \quad i = 1, \dots, n_t$$

$$b_{j1}^{(T_i)} = \max\{L_{x1}, L_{x2}, b_i\} \quad i = 1, 3$$

$$b_{j1}^{(T_i)} = \max\{L_{y1}, L_{y2}, b_i\} \quad i = 2, 4$$

$$b_{j2}^{(T_i)} = \max\left\{L_{x1} + \frac{L_{y1}}{2}, b_i + \frac{L_{y1}}{2}\right\} \quad i = 1, 3$$

$$b_{j2}^{(T_i)} = \max\left\{L_{y1} + \frac{L_{x1}}{2}, b_i + \frac{L_{x1}}{2}\right\} \quad i = 2, 4$$

$h_{jc}^{(P_{2,i})}$ è la distanza tra le armature del pilastro:

$$h_{jc}^{(P_{2,i})} = L_{x1} - 2(c + \Phi_{st}) - \Phi_L \quad i = 1, 3$$

$$h_{jc}^{(P_{2,i})} = L_{y1} - 2(c + \Phi_{st}) - \Phi_L \quad i = 2, 4$$

c , Φ_{st} e Φ_L sono, rispettivamente, il ricoprimento, il diametro delle staffe nel pilastro, ed il diametro delle armature longitudinali del pilastro;

$v_d = \frac{N_{Ed}^{(P_2)}}{L_{x2} L_{y2} f_{cd}}$ è lo sforzo normale adimensionalizzato del pilastro superiore.

Le armature a taglio per il confinamento del nodo sono progettate adottando la meno stringente tra la relazione ([7.4.10] D.M. 2018):

$$\frac{A_{sh,i} f_{ywd}}{b_j^{(T_i)} h_{jw}^{(T_i)}} \geq \frac{\left[\frac{V_{jbd}^{(T_i)}}{b_j^{(T_i)} h_{jw}^{(T_i)}} \right]^2}{f_{ctd} + \nu_d f_{cd}} - f_{ctd} \quad i = 1, \dots, n_t$$

dove:

$A_{sh,i}$ è l'armatura totale a taglio nel nodo nella direzione in esame;

$$A_{sh,i} = n_{st,i} n_{br,x} \left(\frac{\pi \Phi_{st}^2}{4} \right) \quad i = 1, 3$$

$$A_{sh,i} = n_{st,i} n_{br,y} \left(\frac{\pi \Phi_{st}^2}{4} \right) \quad i = 2, 4$$

$n_{st,i}$ è il numero totale di staffe nel nodo, uniformemente ripartito lungo l'altezza della trave in esame;

$n_{br,x}$ e $n_{br,y}$ sono il numero di bracci delle staffe nel nodo, nella direzione in esame;

Φ_{st} è il diametro delle staffe nel nodo;

f_{ywd} è la tensione di progetto dell'acciaio delle staffe;

$$h_{jw}^{(T_i)} = h_i - 2(c + \Phi_{st}) - \Phi_L;$$

c , Φ_{st} e Φ_L sono, rispettivamente, il ricoprimento, il diametro delle staffe nella trave, ed il diametro delle armature longitudinali nella trave;

e le seguenti relazioni ([7.4.11-12] D.M. 2018):

$$A_{sh,i} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \left(A_{s1}^{(T_i)} + A_{s2}^{(T_i)} \right) f_{yd} \left(1 - 0,8 v_d^{[NI]} \right) \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NI]$$

$$A_{sh,i} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s1}^{(T_i)} f_{yd} \left(1 - 0,8 v_d^{[NE]} \right) \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NE]$$

dove:

$$v_d^{[NI]} = \frac{N_{Ed}^{(P_2)}}{L_{x2} L_{y2} f_{cd}} \quad \text{è lo sforzo normale adimensionalizzato del pilastro superiore;}$$

$$v_d^{[NE]} = \frac{N_{Ed}^{(P_1)}}{L_{x1} L_{y1} f_{cd}} \quad \text{è lo sforzo normale adimensionalizzato del pilastro inferiore.}$$

Il passo delle staffe da disporre per tutta l'altezza del nodo (pari all'altezza maggiore delle travi in esso convergenti) è pari a:

$$p_{st} = \min_{i=1, \dots, n_t} \left\{ \frac{h_{jw}^{(T_i)}}{n_{st,i} + 1} \right\}$$

dove $n_{st} = \max_i n_{st,i}$ è il numero totale di staffe da disporre nel nodo.

10.1.1.2 Elementi in C.A. esistenti (Criteri e tipi d'intervento di rinforzo)

Per quanto attiene agli elementi esistenti (**di Fatto**), ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi strutturali vengono distinti in **duttili** e **fragili**. La classificazione degli elementi/meccanismi nelle due categorie è di seguito riportata:

- **duttili**: travi, pilastri e pareti/setti inflesse con e senza sforzo normale;
- **fragili**: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti/setti e nodi.

Nel caso di uso del fattore di comportamento, tutti gli elementi strutturali "duttili" devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta del fattore di comportamento q , sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali "fragili" devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta per $q = 1,5$, sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Per gli elementi fragili, la resistenza a taglio si valuta come nel caso di situazioni non sismiche.

Per i nodi, la verifica di resistenza viene eseguita secondo quanto indicato nel §C8.7.2.5 della succitata Circolare verificando sia la resistenza a trazione diagonale [relazione (8.7.2.2)] che quella a compressione diagonale [relazione (8.7.2.3)].

Per quanto concerne gli elementi strutturali di nuova realizzazione (**di Progetto**), la progettazione e verifica di tali elementi segue le stesse regole previste per le strutture di nuova edificazione.

Di seguito si riporta un elenco dei possibili interventi di rinforzo previsti dal software di calcolo per i vari elementi strutturali in cemento armato:

Travi	Pilastr	Nodi
<ul style="list-style-type: none"> - Placcaggio con FRP per Flessione - Placcaggio con FRP per Taglio - Incamiciatura in c.a. - Incremento di altezza 	<ul style="list-style-type: none"> - Cerchiatura con FRP (per taglio) - Cerchiatura Acciaio - Incamiciatura in c.a. 	<ul style="list-style-type: none"> - Confinamento del Nodo con fasciature in FRP
Pareti in C.A.	Fondazioni	
<ul style="list-style-type: none"> - Rinforzo con Betoncino Armato - Rinforzo con FRP 	<ul style="list-style-type: none"> - Sottofondazione (per carico limite) 	

Placcaggio e fasciature in materiali compositi (FRP)

L'uso di idonei materiali compositi (o altri materiali resistenti a trazione) nel rinforzo sismico di elementi in c.a. è finalizzato agli obiettivi seguenti:

- incrementare la resistenza a flessione semplice o a pressoflessione di pilastr, travi e pareti mediante l'applicazione di compositi con fibre disposte nella direzione dell'asse dell'elemento e, in aggiunta, anche in altre direzioni;
- incrementare la resistenza a taglio di pilastr, travi e pareti mediante applicazione di FRP con le fibre disposte ortogonalmente all'asse dell'elemento (disposte secondo la direzione delle staffe) e, in aggiunta, anche in altre direzioni;
- incrementare la duttilità di travi, pilastr e pareti mediante fasciatura con fibre continue disposte lungo il perimetro;
- migliorare l'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione, mediante fasciatura con fibre continue disposte lungo il perimetro.
- impedire lo svergolamento delle barre longitudinali soggette a compressione mediante fasciatura con FRP a fibre continue disposte lungo il perimetro;
- incrementare la resistenza a trazione dei pannelli dei nodi trave-pilastr mediante applicazione di fasce di FRP con le fibre disposte secondo le isostatiche di trazione.

Ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rafforzati con FRP si sono adottate le "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati - Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie" (CNR-DT 200 R1/2013).

Cerchiatura acciaio

Le cerchiatura o camicie in acciaio possono essere applicate ai pilastr (rettangolari o circolari) per conseguire tutti o alcuni dei seguenti obiettivi:

- aumento della resistenza a taglio;
- aumento della capacità deformativa;
- aumento della capacità portante per flessione, qualora sia garantita l'aderenza fra la camicia in acciaio ed il calcestruzzo.

Le camicie in acciaio applicate a pilastr rettangolari sono generalmente costituite da quattro profili angolari sui quali vengono saldate piastre continue in acciaio o bande di dimensioni ed interasse adeguati, oppure vengono avvolti nastri in acciaio opportunamente dimensionati. I profili angolari possono essere fissati con resine epossidiche o semplicemente resi aderenti al calcestruzzo esistente. Le bande possono essere preriscaldate prima della saldatura e i nastri presollecitati, in modo da fornire successivamente una pressione di confinamento.

Il contributo della camicia alla resistenza a taglio può essere considerato aggiuntivo alla resistenza preesistente purché la camicia rimanga interamente in campo elastico. Tale condizione è necessaria affinché essa limiti l'ampiezza delle fessure e assicuri l'integrità del conglomerato, consentendo il funzionamento del meccanismo resistente dell'elemento preesistente. Pertanto, se la tensione nella camicia è limitata al 50% del valore di snervamento il contributo aggiuntivo a taglio offerto dalla camicia viene valutato con le indicazioni del par. 4.1.2.3.5.2 del D.M. 2018.

Incremento altezza

Alle travi può essere realizzato un incremento di altezza, solo sulla faccia superiore, mediante un getto di completamento in calcestruzzo, previo inserimento di connettori metallici con la funzione di trasmettere lo

sforzo di taglio tra le due parti solidarizzate. L'obiettivo di tale intervento è quello di produrre un aumento della resistenza a flessione e del taglio compressione grazie all'aumento dell'altezza utile.

Incamicatura in C.A.

A pilastri e travi possono essere applicate camicie in c.a. per conseguire tutti o alcuni dei seguenti obiettivi:

- aumento della capacità portante verticale;
- aumento della resistenza a flessione e/o taglio;
- aumento della capacità deformativa;
- miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione.

Lo spessore delle camicie deve essere tale da consentire il posizionamento di armature longitudinali e trasversali con un copriferro adeguato.

Nel caso che la camicia non avvolga completamente l'elemento, è necessario mettere a nudo le armature nelle facce non incamiciate, e collegare a queste ultime le armature delle facce incamiciate.

Se le camicie servono ad aumentare la resistenza flessionale, le barre longitudinali devono attraversare il solaio in apposite forature continue e essere ancorate con adeguata staffatura alle estremità del pilastro inferiore e superiore.

Se le camicie servono solo per aumentare la resistenza a taglio e la deformabilità, o anche a migliorare l'efficienza delle giunzioni, esse devono fermarsi a circa 10 mm dal solaio.

Ai fini della valutazione della resistenza e della deformabilità di elementi incamiciati sono accettabili le seguenti ipotesi semplificative:

- l'elemento incamiciato si comporta monoliticamente, con piena aderenza tra il calcestruzzo vecchio e il nuovo;
- si trascura il fatto che il carico assiale è applicato alla sola porzione preesistente dell'elemento, e si considera che esso agisca sull'intera sezione incamiciata;
- le proprietà meccaniche del calcestruzzo della camicia si considerano estese all'intera sezione se le differenze fra i due materiali non sono eccessive.

I valori della capacità da adottare nelle verifiche sono quelli calcolati con riferimento alla sezione incamiciata nelle ipotesi semplificative su indicate ridotte secondo le espressioni seguenti:

resistenza a taglio:	$V_R^* = 0,9 \cdot V_R$	(C8.7.4.1)
resistenza a flessione:	$M_y^* = 0,9 \cdot M_y$	(C8.7.4.2)
deformabilità allo snervamento:	$\theta_y^* = 0,9 \cdot \theta_y$	(C8.7.4.3)
deformabilità ultima:	$\theta_u^* = \theta_u$	(C8.7.4.4)

I valori da impiegare per le resistenze dei materiali saranno:

- a) per l'acciaio esistente, la resistenza ottenuta come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e, solo nel calcolo di V_R^* , divisa anche per il coefficiente parziale;
- b) per i materiali aggiunti, calcestruzzo ed acciaio, la resistenza di calcolo.

Allargamento della fondazione

L'intervento permette di simulare un allargamento della base di impronta dell'elemento di fondazione e risulta efficace per l'aumento della capacità portante del complesso fondazione-terreno.

10.1.1.3 Fondazioni superficiali

Le metodologie, i modelli usati ed i risultati del calcolo del **carico limite** sono esposti nella relazione GEOTECNICA.

10.2 Verifiche SLD

Essendo la struttura di **Classe 3** sono state condotte le Verifiche allo Stato Limite di Danno come indicato al par. 7.3.6.1 del D.M. 2018, assumendo fattori parziali dei materiali γ_m pari a 1.

11 – SCHEDA DI VULNERABILITA' SISMICA

11.1 - EDIFICIO

Classe d'uso	V _N	V _R	Materiale Principale	Coordinate geografiche ED 50		Categoria Sottosuolo	Condizioni Topografiche	
				Latitudine	Longitudine		Categoria	S _T
Classe 3	[anni] 50	[anni] 75	ca	45.330056	7.719027	B	T1	1.00

LEGENDA: Edificio

V_N	Vita nominale dell'edificio
V_R	Periodo di riferimento per l'azione sismica.
Materiale Principale	[CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura.
Latitudine	Latitudine geografica del sito.
Longitudine	Longitudine geografica del sito.
Categoria Sottosuolo	Tipo terreno prevalente, categoria di suolo di fondazione: [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] = Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m.
Categoria Topografica	[T1] = Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$ - [T2] = Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ - [T3] = Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ = i = 30^\circ$ - [T4] = Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.
S_T	Coefficiente di amplificazione topografica.

11.2 - PERICOLOSITA' SISMICA

Stato Limite	a _g /g	F ₀	T* _c	C _c	T _B	T _c	T _D	Parametri di pericolosità sismica	
								S _s	S _s
SLO	0.0241	2.591	[s] 0.187	1.54	[s] 0.096	[s] 0.288	[s] 1.696		1.20
SLD	0.0290	2.644	0.205	1.51	0.103	0.310	1.716		1.20
SLV	0.0527	2.744	0.288	1.41	0.136	0.407	1.811		1.20
SLC	0.0615	2.810	0.301	1.40	0.140	0.421	1.846		1.20

LEGENDA: Pericolosità sismica

Stato Limite	[SLC] = stato limite di collasso - [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
a_g	Accelerazione di picco al suolo.
F₀	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
T*_c	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
C_c	Coefficienti di amplificazione di T* _c .
T_B	Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro elastico in accelerazione orizzontale.
T_c	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro elastico in accelerazione orizzontale.
T_D	Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
S_s	Coefficiente di amplificazione stratigrafica.

11.3 - SISTEMA RESISTENTE

Tipologia Struttura	Telai Multicampata	Pareti Accoppiate	Sistema resistente
			Distribuzione Tamponature in Pianta
Cemento Armato Esistente a telaio	si	si	Regolare

LEGENDA: Sistema resistente

Tipologia Struttura	Cemento armato: Telaio - Pareti - Mista telaio-pareti - Due pareti per direzione non accoppiate - Deformabili torsionalmente - Pendolo inverso; Muratura: Un solo piano - Più di un piano; Acciaio: Telaio - Controventi concentrici diagonale tesa - Controventi concentrici a V - Mensola o pendolo invertito - Telaio con tamponature
----------------------------	---

11.4 - REGOLARITA' DELLA STRUTTURA

Regolarità della struttura	
REGOLARITA' DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La distribuzione di masse e rigidità è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidità nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento	NO
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	NO
Ciascun orizzontamento ha una rigidità nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidità degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione	SI
REGOLARITA' DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi	SI

differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio	
Massa e rigidità rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidità non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidità si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	NO
Il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti	NO
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	NO

11.5 - LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA

Livello di conoscenza e fattore di confidenza	
Livello di conoscenza	Fattore di confidenza
LC2	1.20

LEGENDA: Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Livello di conoscenza [LC1] = Conoscenza Limitata - [LC2] = Conoscenza Adeguata - [LC3] = Conoscenza Accurata.

Fattore di confidenza Fattore di confidenza applicato alle proprietà dei materiali.

11.6 - MATERIALI

MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

Caratteristiche calcestruzzo armato															
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	γ _c	f _{cd}	f _{ctd}	f _{cfm}	N	n Ac
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]		[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Cls Travi - (Cls Travi)															
001	25.000	0,000010	30.200	12.583	60	F	23,50	-	0,85	1,50	9,21	0,85	2,17	15	002
Cls pilastri - (Cls pilastri)															
003	25.000	0,000010	30.200	12.583	60	F	16,20	-	0,85	1,50	6,35	0,66	1,70	15	002
C30/37_B450C - (C30/37)															
005	25.000	0,000010	33.019	13.758	60	P	37,00	-	0,85	1,50	17,40	1,37	3,53	15	006

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.

γ_k Peso specifico.

α_{T, i} Coefficiente di dilatazione termica.

E Modulo elastico normale.

G Modulo elastico tangenziale.

C_{Erid} Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [$E_{sisma} = E \cdot C_{Erid}$].

Stz Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).

R_{ck} Resistenza caratteristica cubica.

R_{cm} Resistenza media cubica.

%R_{ck} Percentuale di riduzione della R_{ck}

γ_c Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.

f_{cd} Resistenza di calcolo a compressione.

f_{ctd} Resistenza di calcolo a trazione.

f_{cfm} Resistenza media a trazione per flessione.

n Ac Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI ACCIAIO

Caratteristiche acciaio																	
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	Stz	LMT	f _{yk}	f _{tk}	f _{yd}	f _{td}	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}	γ _{M3,SL} V	γ _{M3,SL} E	NCn t	Cnt
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]							
FeB38k - Acciaio in Tondini - (FeB38k)																	
002	78.500	0,000010	210.000	80.769	F	-	375,00	-	271,74	-	1,15	-	-	-	-	-	-
Acciaio B450C - Acciaio in Tondini - (B450C)																	
006	78.500	0,000010	210.000	80.769	P	-	450,00	-	391,30	-	1,15	-	-	-	-	-	-
S235 - Acciaio per Profilati - (S235)																	
007	78.500	0,000012	210.000	80.769	P	40 80	235,00 215,00	360,00 360,00	223,81 204,76	-	1,05	1,05	1,25	-	-	-	-

LEGENDA:

Caratteristiche acciaio

N _{id}	γ _k	α _{T,i}	E	G	Stz	LMT	f _{yk}	f _{tk}	f _{yd}	f _{td}	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}	γ _{M3,SLV}	γ _{M3,SLE}	γ _{M7}	NCnt	Cnt
N _{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.																	
γ _k	Peso specifico.																	
α _{T,i}	Coefficiente di dilatazione termica.																	
E	Modulo elastico normale.																	
G	Modulo elastico tangenziale.																	
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).																	
LMT	Campo di validità in termini di spessore t, (per profili, piastre, saldature) o diametro, d (per bulloni, tondini, chiodi, viti, spinotti)																	
f _{yk}	Resistenza caratteristica allo snervamento																	
f _{tk}	Resistenza caratteristica a rottura																	
f _{yd}	Resistenza di calcolo																	
f _{td}	Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).																	
γ _s	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.																	
γ _{M1}	Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.																	
γ _{M2}	Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.																	
γ _{M3,SLV}	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).																	
γ _{M3,SLE}	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).																	
γ _{M7}	Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.																	
NOTE	[-] = Parametro non significativo per il materiale.																	

ALTRI MATERIALI

Caratteristiche altri materiali

N _{id}	γ _k	α _{T,i}	E	G	C _{Erid}	f _{rk}	γ _{Rd,F} / γ _{Rd,T} / γ _{Rd,C}	η _I	η _{a,I} / η _{a,E} / η _{a,AA}	TP _{stn}	TP _{FRP}
Rinforzo FRP - (FRP)											
004	18.200	0,000001	230.000	92.000	100	3.430,00	1,00 1,20 1,10	0,80	0,95 0,85 0,85	S	CFRP

LEGENDA:

N _{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ _k	Peso specifico.
α _{T,i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C _{Erid}	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E _{sisma} = E · C _{Erid}].
f _{rk}	Resistenza caratteristica a rottura.
γ _{Rd,F} / γ _{Rd,T} / γ _{Rd,C}	Coefficiente parziale di modello di resistenza. γ _{Rd,F} : "Flessione/Pressoflessione"; γ _{Rd,T} : "Taglio/Torsione"; γ _{Rd,C} : "Confinamento"
η _I	Fattore di conversione per effetti di lunga durata.
η _{a,I} / η _{a,E} / η _{a,AA}	Fattore di conversione ambientale: η _{a,I} : esposizione "interna"; η _{a,E} : esposizione "esterna"; η _{a,AA} : esposizione "Ambiente Aggressivo"
TP _{stn}	Tipo di situazione del rinforzo: "S" = rinforzo applicato in situ; "P": rinforzo di tipo preformato
TP _{FRP}	Tipologia di composito: GFRP = "vetro/epossidica"; "AFRP" = aramidica/epossidica"; CFRP = "carbonio/epossidica"; O = "Altro"

11.7 - METODO DI ANALISI

Metodo di analisi

Analisi	Fattore di comportamento q nella direzione del sisma	
	Sisma orizzontale in direzione X	Sisma orizzontale in direzione Y
Dinamica modale con fattore di struttura q	1.500	1.500

LEGENDA: Metodo di analisi

Analisi	Tipo di analisi usata per la verifica sismica e il calcolo degli indicatori di rischio sismico.
Fattore di comportamento q	[-] = Non significativo per il tipo di analisi usata.

11.8 - PERIODI FONDAMENTALI E MASSE PARTECIPANTI

Periodi fondamentali e masse partecipanti

Direzione	Periodo	Modo di vibrare	Masse partecipanti	Coefficiente di partecipazione
	[s]		[%]	
X	0.628	1	62.23	932.39
Y	0.606	2	48.44	822.68

LEGENDA: Periodi fondamentali e masse partecipanti

Periodo	Periodo di vibrazione nella direzione considerata.
Modo di vibrare	Modo di vibrare che presenta il massimo coefficiente di partecipazione in valore assoluto nella direzione considerata. [-] = Non significativo per il tipo di analisi scelto.
Masse partecipanti	Percentuale di masse partecipanti relative al modo di vibrare che presenta il massimo coefficiente di partecipazione in valore assoluto nella direzione considerata. [-] = Non significativo per il tipo di analisi scelto.
Coefficiente di partecipazione	Coefficiente di partecipazione massimo, in valore assoluto, nella direzione considerata.

11.9 - CAPACITA' - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA SOSTENIBILE

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile				
SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGA _c [a _g /g]	T _{RC} [anni]
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	0.1914	>2475
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	0.1330	>2475
SLV	Carico Limite Terreno	TER	0.3519	>2475
SLV	Flessione o Pressoflessione	CA	0.0636	734
SLV	Taglio	CA	0.0643	770
SLV	Rottura del Nodo	CA	0.0534	355

LEGENDA: Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
Materiale	Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura - [TER] = Terreno - [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura.
Tipo di rottura	di Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.
PGA_c	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo. Se PGA _c =0 -> l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazioni sismica [G _k +Σ _i (ψ _{2,i} Q _{k,i})]. Se PGA _c =NS -> Non significativo per valori di PGA _c >= 1000.
T_{RC}	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno.

11.10 - DOMANDA - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA ATTESA

Domanda - Entità dell'azione sismica attesa			
Stato Limite	PGA _D [a _g /g]	T _{RD} [anni]	
SLO	0.0289	45	
SLD	0.0348	75	
SLV	0.0633	712	
SLC	0.0738	1462	

LEGENDA: Domanda - Entità dell'azione sismica attesa

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite prevenzione collasso.
PGA_D	Domanda in termini di accelerazione al sito (S _s ·S _T ·a _g /g).
T_{RD}	Domanda in termini di periodo di ritorno.

11.11 - TEMPO DI INTERVENTO

Tempo di intervento		
C _u	T _{R,SLV} [anni]	T _{int} [anni]
1.5	355	24

LEGENDA: Tempo di intervento

C_u	Coefficiente d'uso.
T_{R,SLV}	Periodo di ritorno allo SLV.
T_{int}	Tempo di intervento o Vita nominale residua.

11.12 - INDICATORI DI RISCHIO SISMICO

Indicatori di rischio sismico			
Stato Limite	ζ _B (αPGA)	α _{TR}	
SLO	4.598	6.301	
SLD	5.498	5.933	
SLV	0.844	0.752	

LEGENDA: Indicatori di rischio sismico

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
ζ_B (αPGA)	Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di accelerazione: PGA _c /PGA _D - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100. [0] -> la minima capacità, fra tutti i meccanismi di verifica considerati, è nulla. N.B.

ζ_B : simbologia NTC18;

α_{PGA} : simbologia NTC08.

α_{TR}

Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di periodo di ritorno: $(T_{RC}/T_{RD})^{0.41}$ - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.

La struttura è adeguata sismicamente in quanto l'indicatore di rischio sismico allo SLV è pari a 0,844.

Per confronto si riportano gli indicatori di rischio in funzione delle accelerazioni e del tempo di ritorno per i diversi stati limite dell'unità strutturale nella situazione attuale, desunti dalla verifica di vulnerabilità sismica effettuata dallo Studio Leving:

Stato Limite	Rapp. PGA	(Rapp. Tr) _a
per la vita (α_{UV})	0.5660	0.3460
di collasso (α_{UC})	0.4839	0.2573
di inagibilità (α_{ED})	1.1538	3.2068
per l'operatività (α_{EO})	2.5000	3.9571

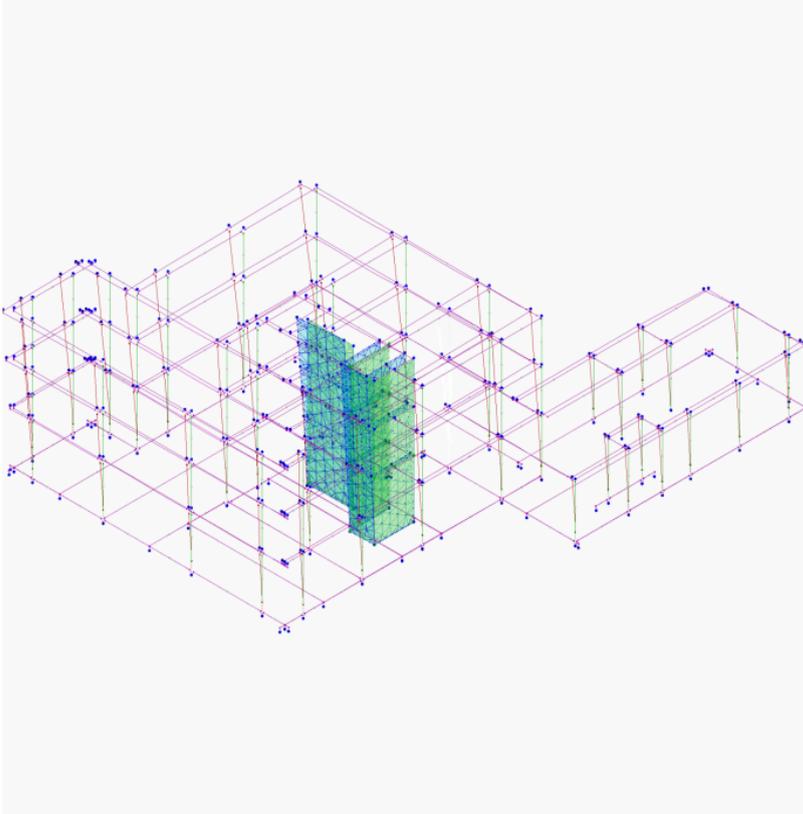
12 - TABULATI DI CALCOLO

Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda agli allegati "Relazione tecnica strutturale - Tabulati di calcolo" - Tomi n. 1, 2 e 3 costituenti parte integrante della presente relazione.

13 – RISULTATI GRAFICI

Nelle pagine successive si riportano i principali risultati grafici del modello strutturale

Modi di vibrazione



DESCRIZIONE TAVOLA

Modo: 1

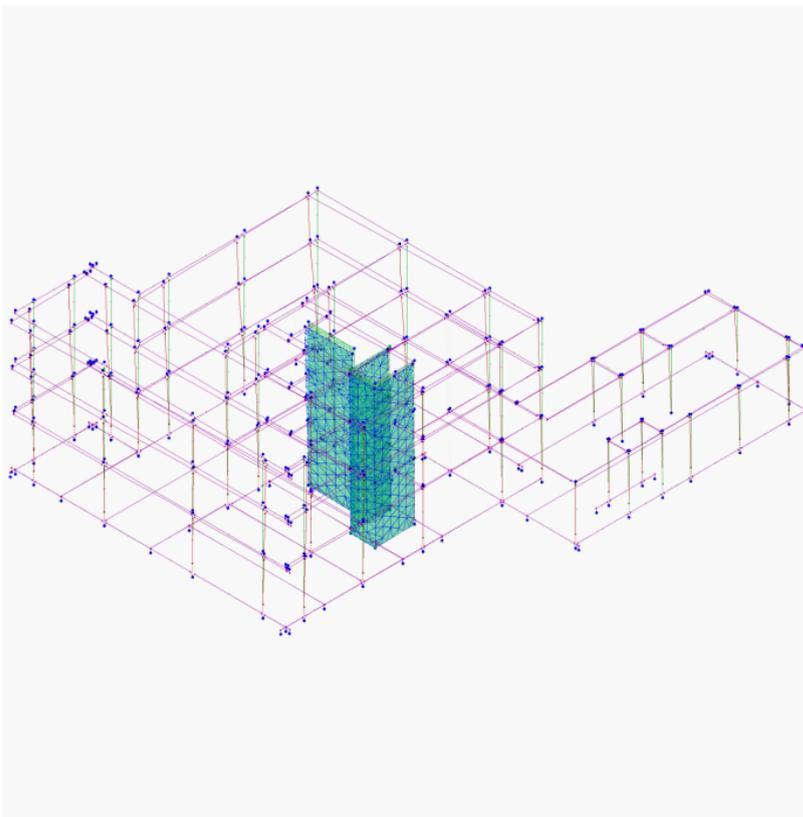
Periodo $T = 0.628s$

P.M.EccX = 62.23%

P.M.EccY = 6.03%

P.M.EccZ = 0.00%

Modi di vibrazione



DESCRIZIONE TAVOLA

Modo: 2

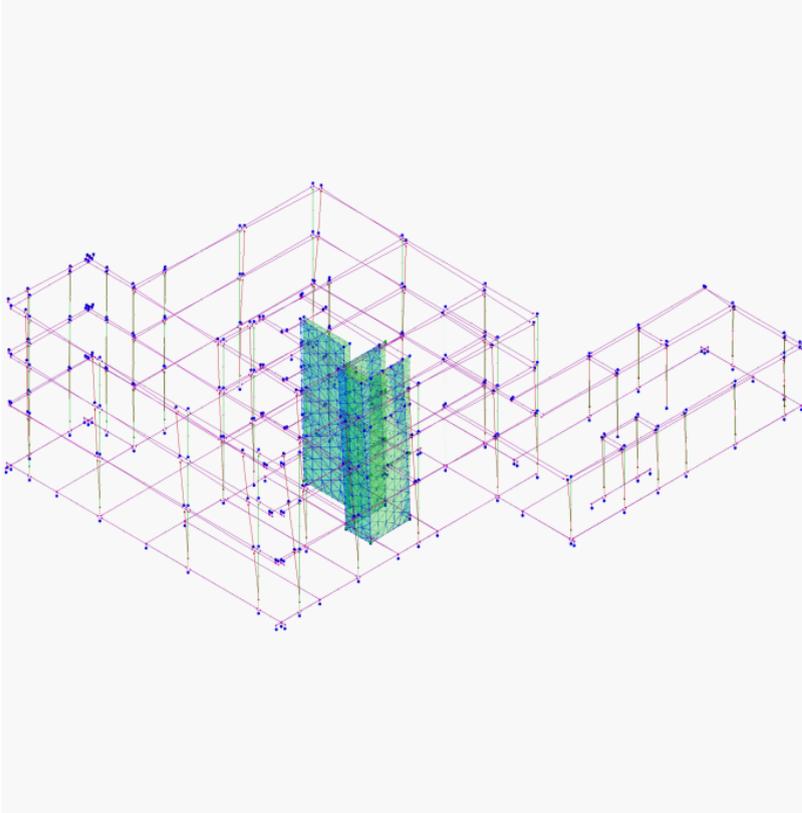
Periodo $T = 0.606s$

P.M.EccX = 11.83%

P.M.EccY = 48.44%

P.M.EccZ = 0.00%

Modi di vibrazione



DESCRIZIONE TAVOLA

Modo: 3

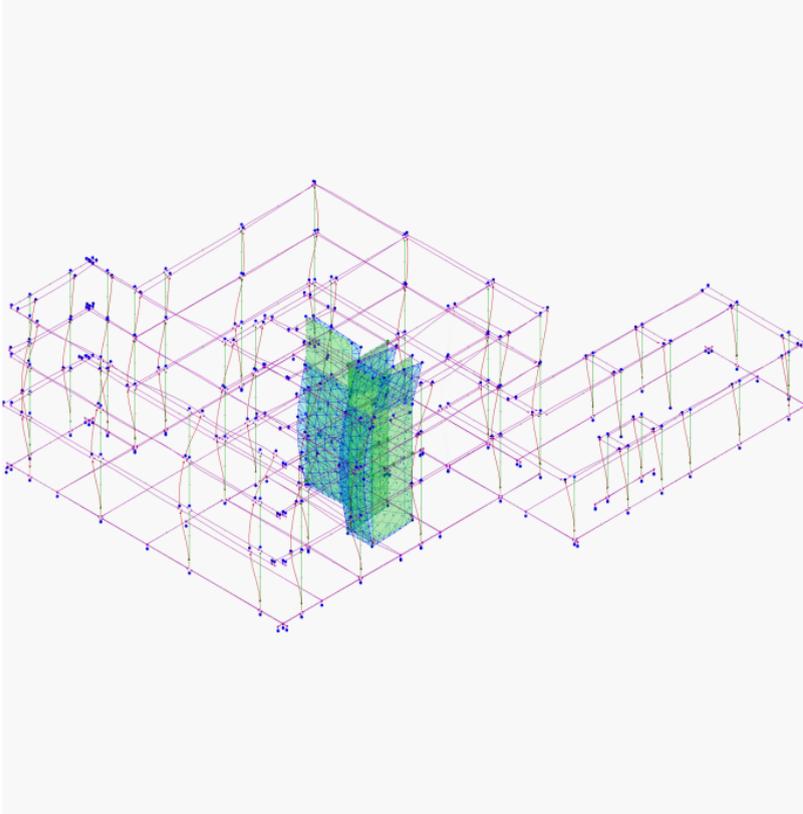
Periodo $T = 0.485s$

P.M.EccX = 0.94%

P.M.EccY = 21.02%

P.M.EccZ = 0.00%

Modi di vibrazione



DESCRIZIONE TAVOLA

Modo: 4

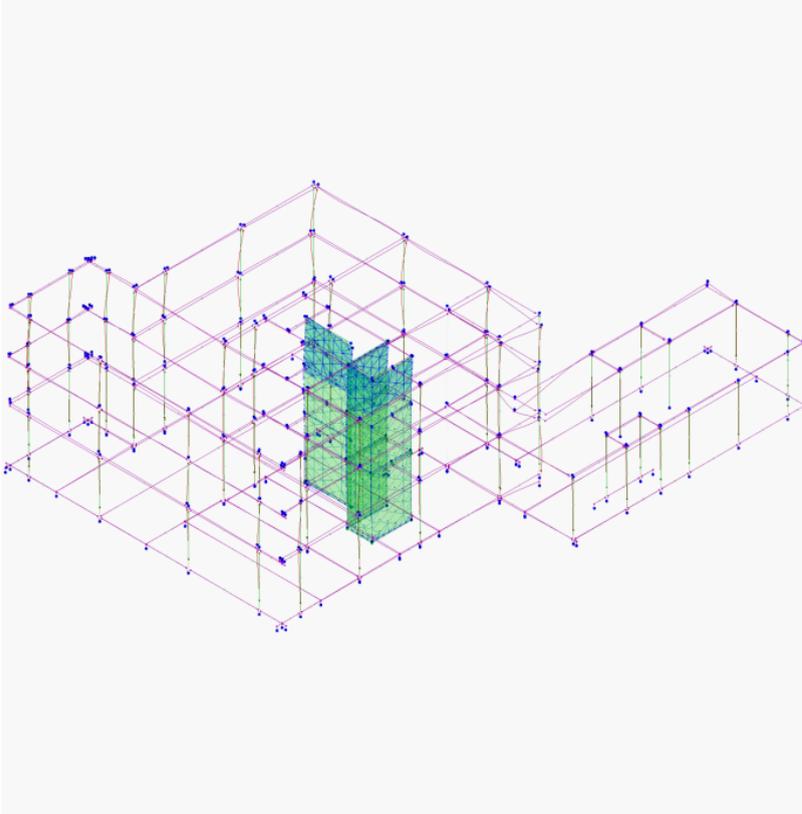
Periodo $T = 0.107s$

P.M.EccX = 2.57%

P.M.EccY = 5.77%

P.M.EccZ = 0.00%

Modi di vibrazione



DESCRIZIONE TAVOLA

Modo: 5

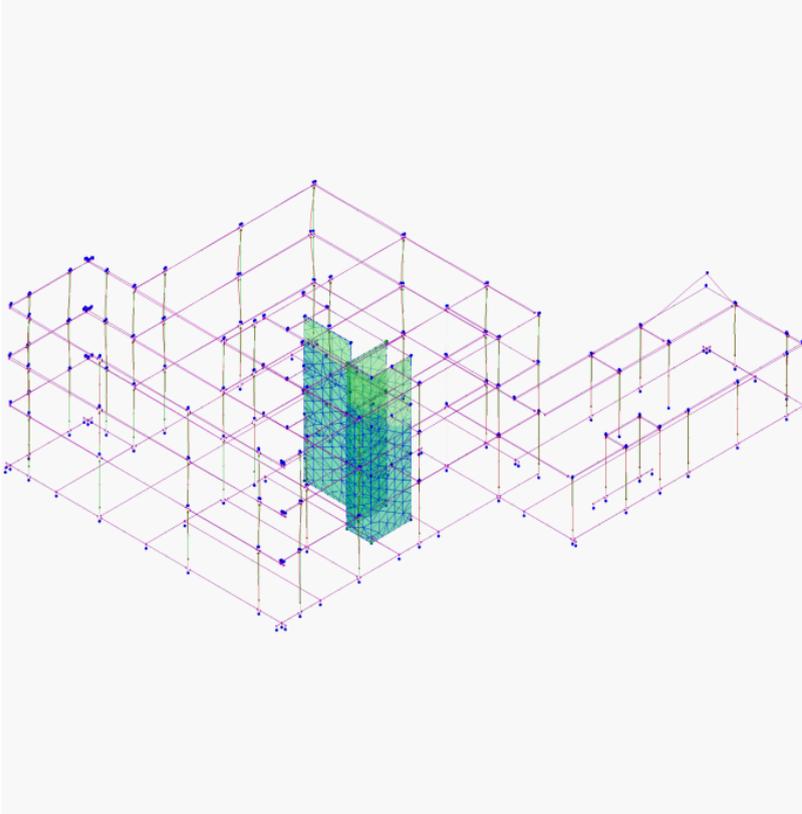
Periodo $T = 0.111s$

P.M.EccX = 4.29%

P.M.EccY = 1.37%

P.M.EccZ = 0.00%

Modi di vibrazione



DESCRIZIONE TAVOLA

Modo: 6

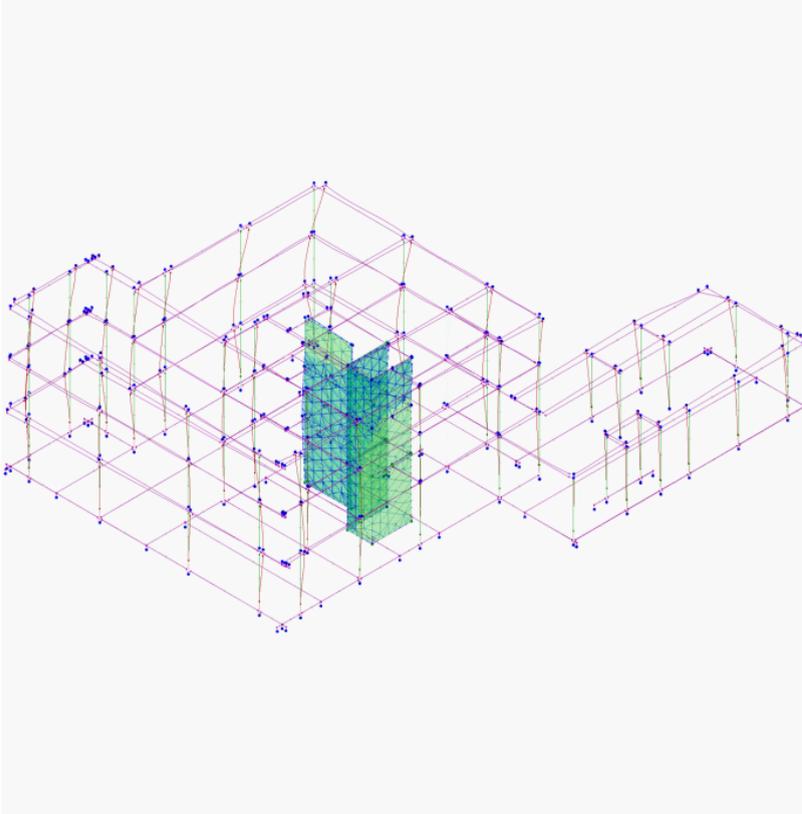
Periodo $T = 0.125s$

P.M.EccX = 0.63%

P.M.EccY = 1.25%

P.M.EccZ = 0.00%

Modi di vibrazione



DESCRIZIONE TAVOLA

Modo: 7

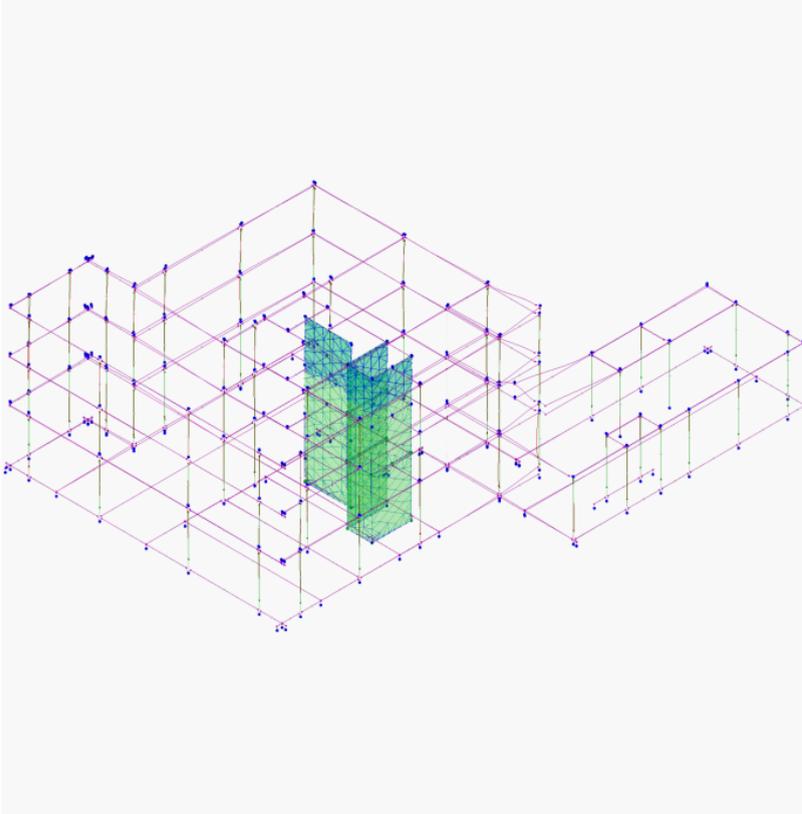
Periodo $T = 0.212s$

P.M.EccX = 1.16%

P.M.EccY = 1.04%

P.M.EccZ = 0.00%

Modi di vibrazione



DESCRIZIONE TAVOLA

Modo: 8

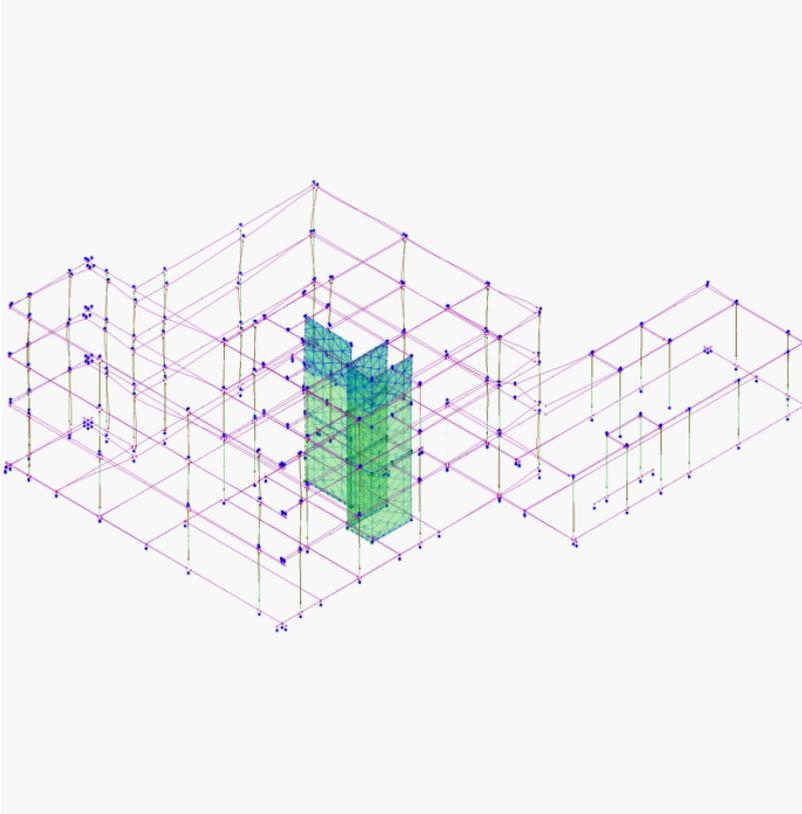
Periodo $T = 0.110s$

P.M.EccX = 1.12%

P.M.EccY = 0.32%

P.M.EccZ = 0.00%

Modi di vibrazione



DESCRIZIONE TAVOLA

Modo: 9

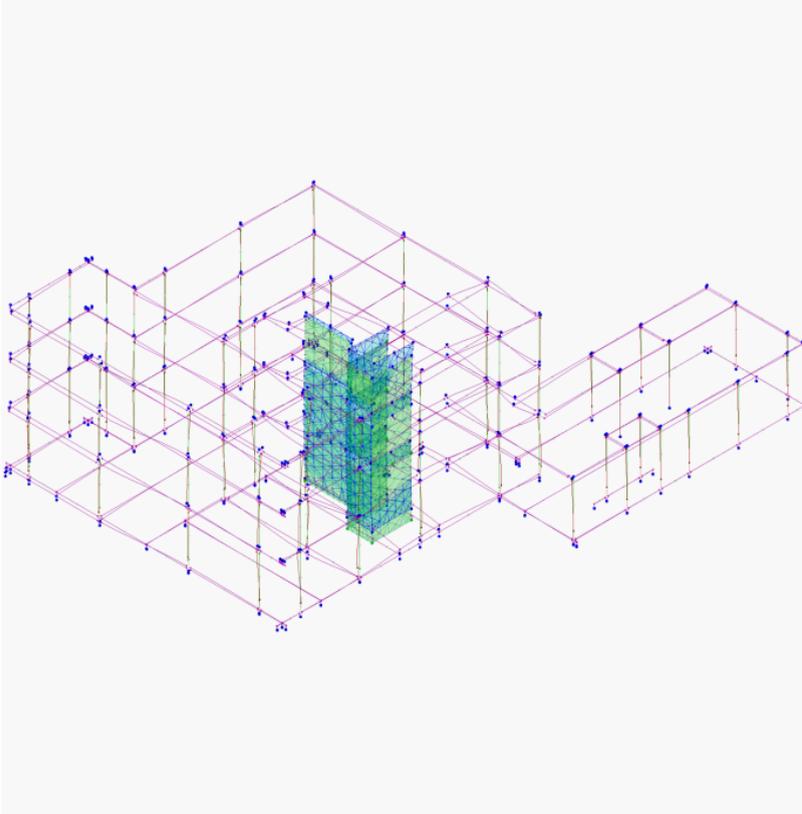
Periodo $T = 0.110\text{s}$

P.M.EccX = 0.83%

P.M.EccY = 0.67%

P.M.EccZ = 0.00%

Modi di vibrazione



DESCRIZIONE TAVOLA

Modo: 10

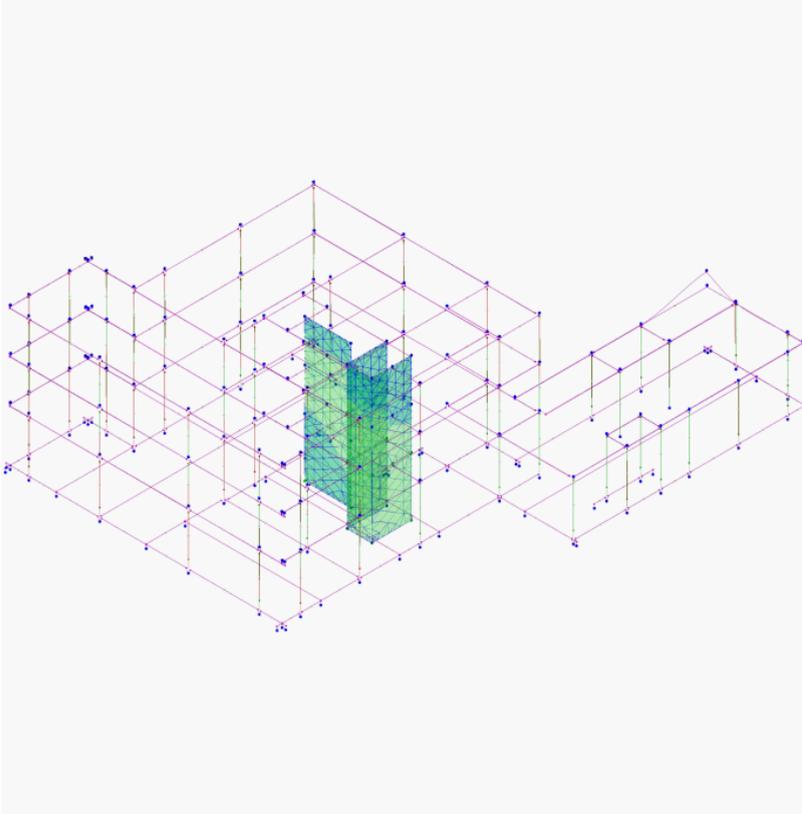
Periodo $T = 0.093s$

P.M.EccX = 0.02%

P.M.EccY = 0.28%

P.M.EccZ = 0.00%

Modi di vibrazione



DESCRIZIONE TAVOLA

Modo: 11

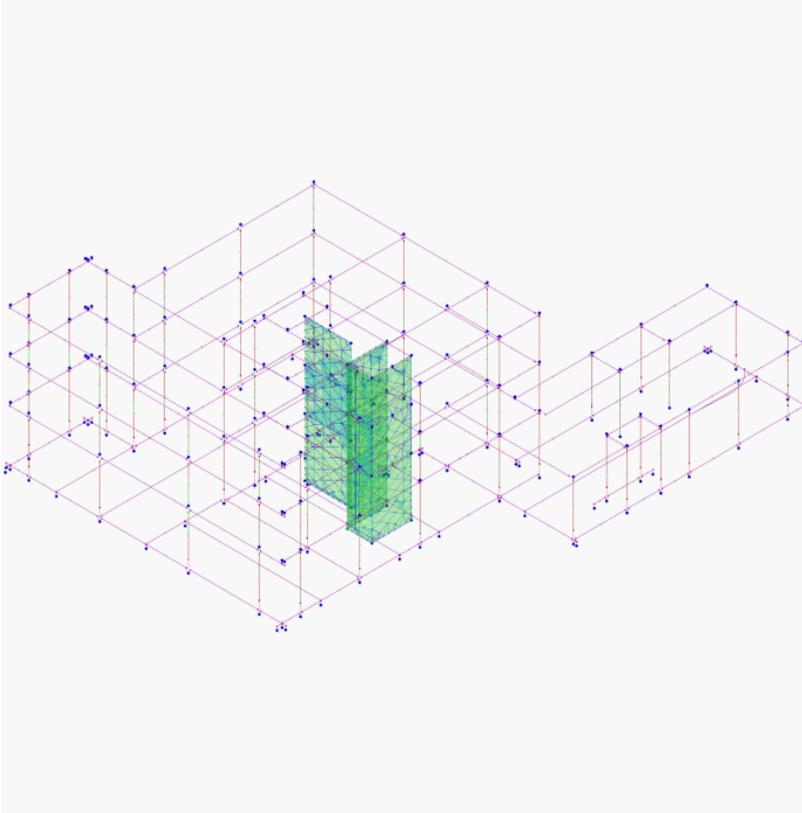
Periodo $T = 0.118s$

P.M.EccX = 0.22%

P.M.EccY = 0.09%

P.M.EccZ = 0.00%

Modi di vibrazione



DESCRIZIONE TAVOLA

Modo: 12

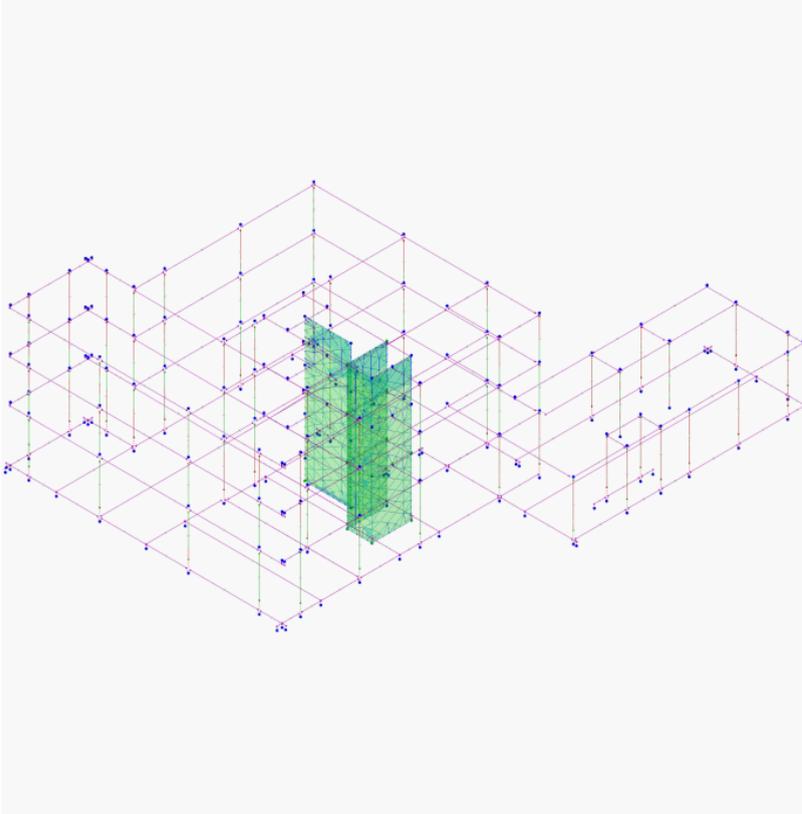
Periodo $T = 0.114s$

P.M.EccX = 0.22%

P.M.EccY = 0.00%

P.M.EccZ = 0.00%

Modi di vibrazione



DESCRIZIONE TAVOLA

Modo: 13

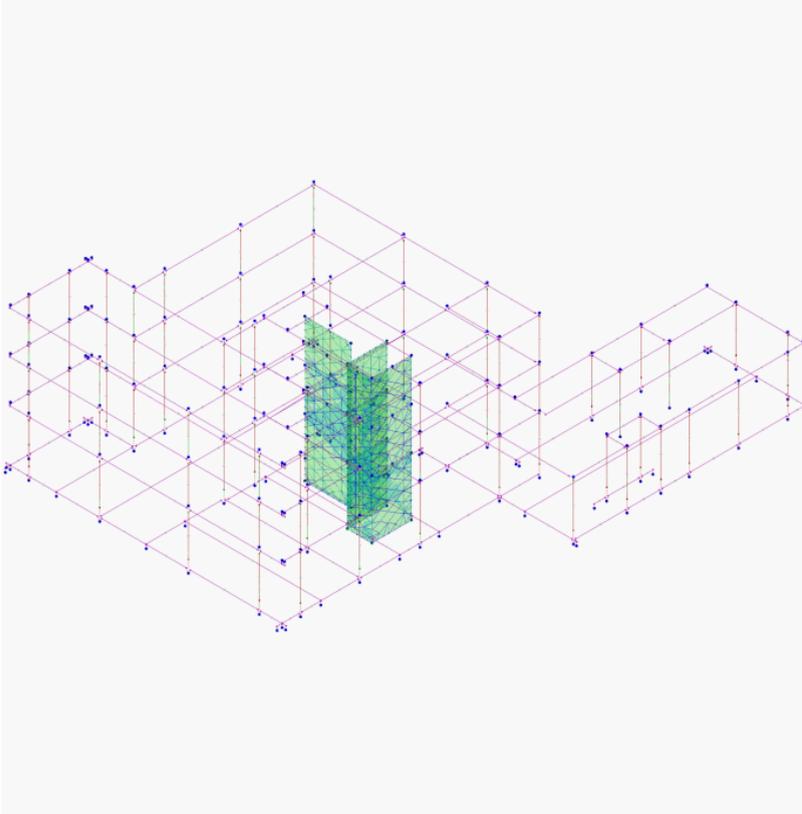
Periodo $T = 0.105s$

P.M.EccX = 0.19%

P.M.EccY = 0.07%

P.M.EccZ = 0.00%

Modi di vibrazione



DESCRIZIONE TAVOLA

Modo: 14

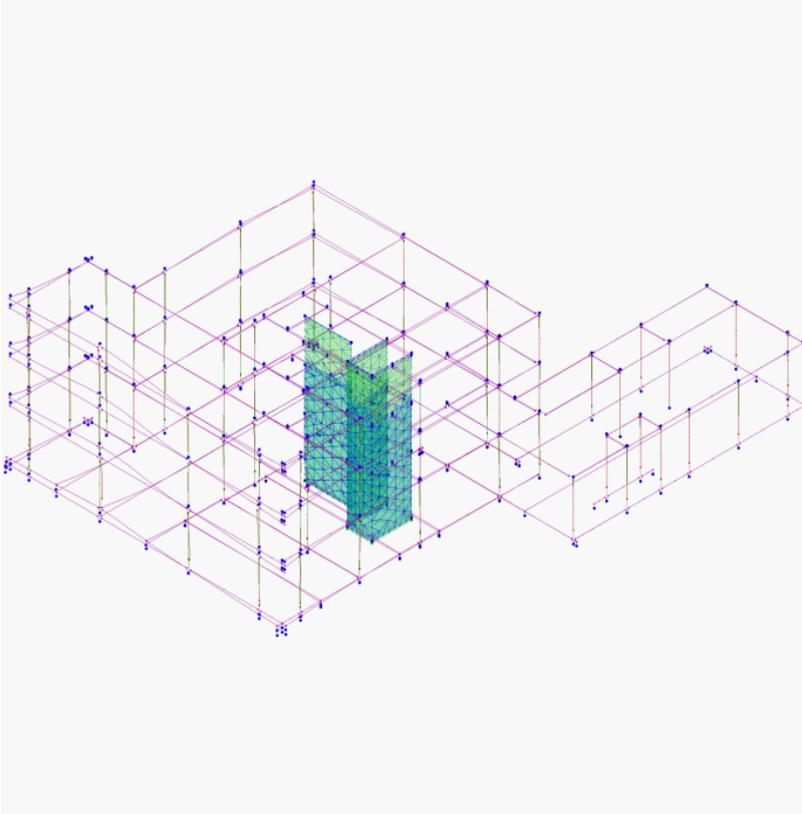
Periodo $T = 0.096s$

P.M.EccX = 0.00%

P.M.EccY = 0.08%

P.M.EccZ = 0.00%

Modi di vibrazione



DESCRIZIONE TAVOLA

Modo: 15

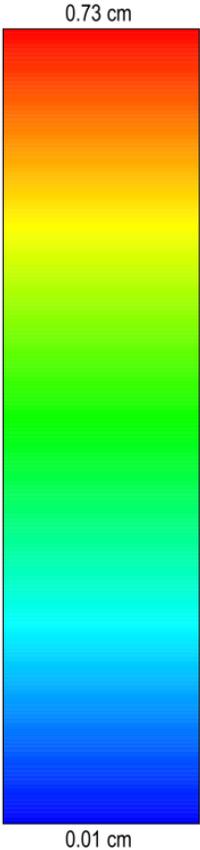
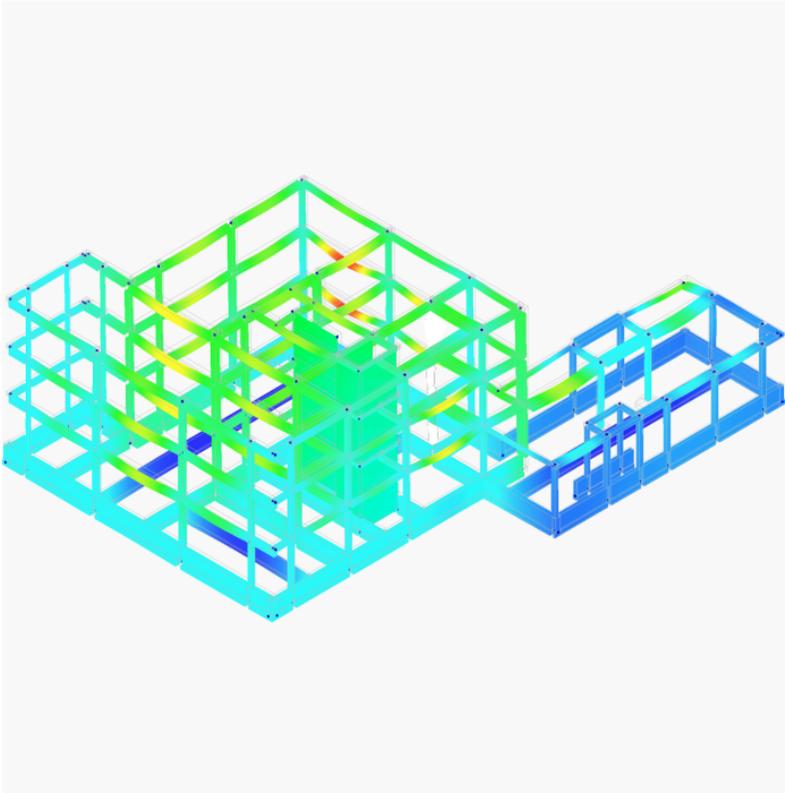
Periodo $T = 0.094s$

P.M.EccX = 0.00%

P.M.EccY = 0.07%

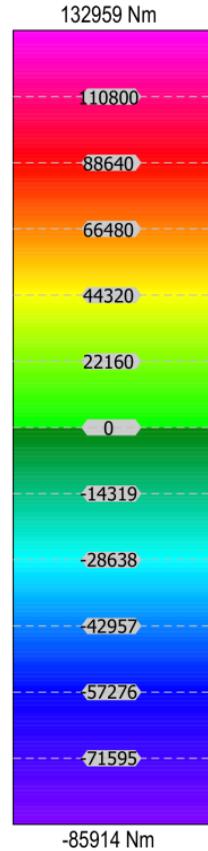
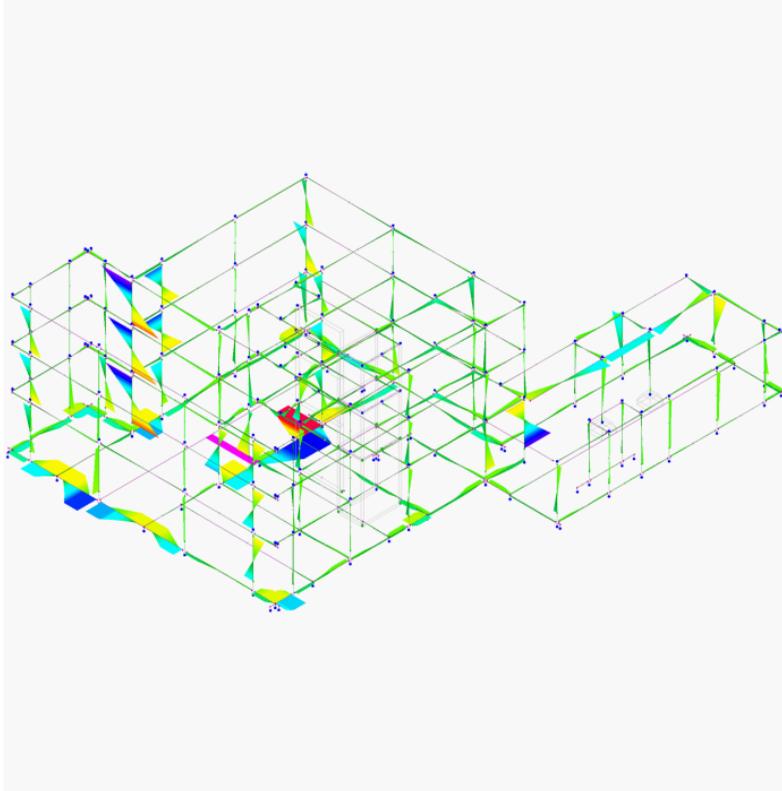
P.M.EccZ = 0.00%

Spostamenti



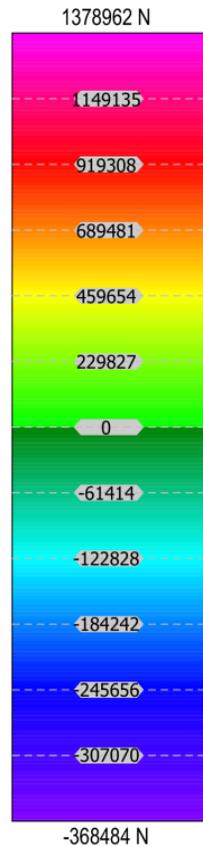
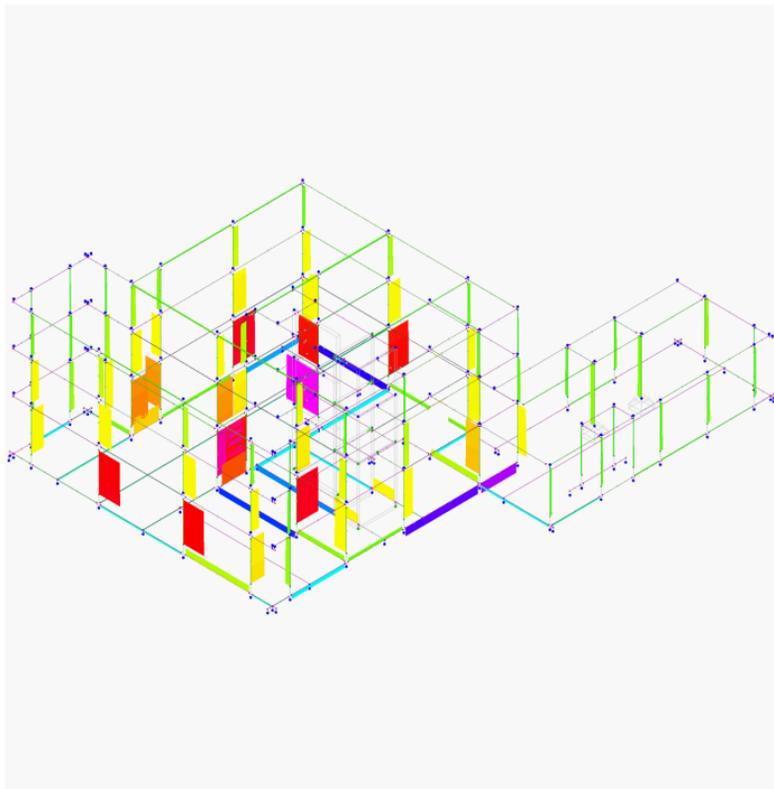
DESCRIZIONE TAVOLA
Spostamenti - per carichi statici
CONDIZIONI di CARICO
Carico Permanente
Permanenti NON Strutturali
Scuole
Carico da Neve ≤ 1000 m s.l.m.

Diagramma momento intorno all'asse 2



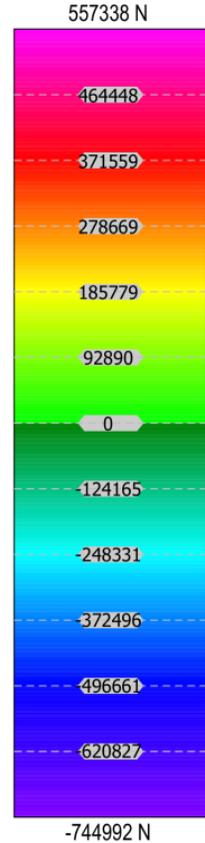
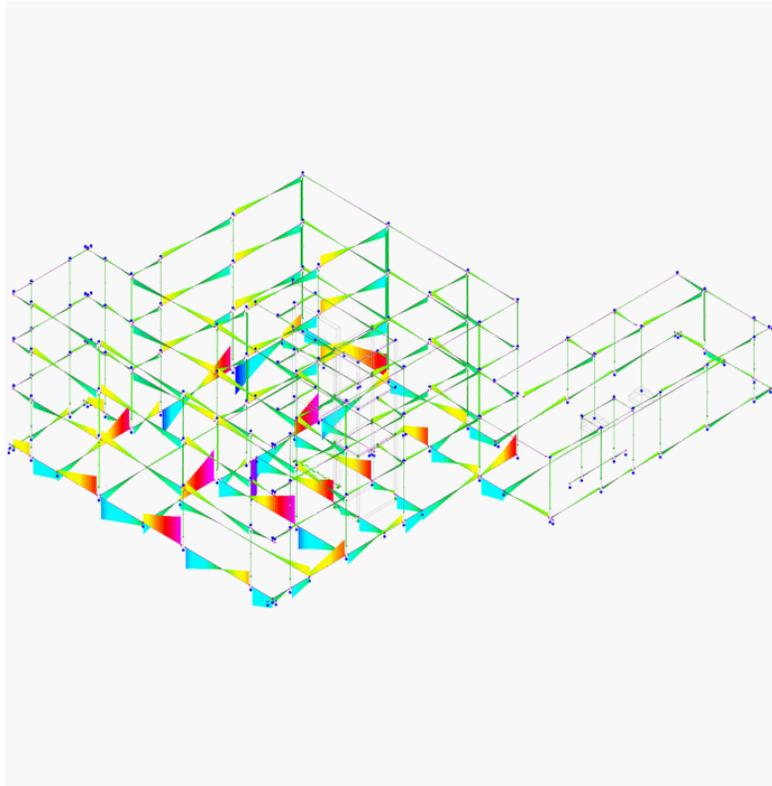
DESCRIZIONE TAVOLA
Momenti - Involuppi
SLU (Statiche)

Diagramma F1 (sforzo normale)



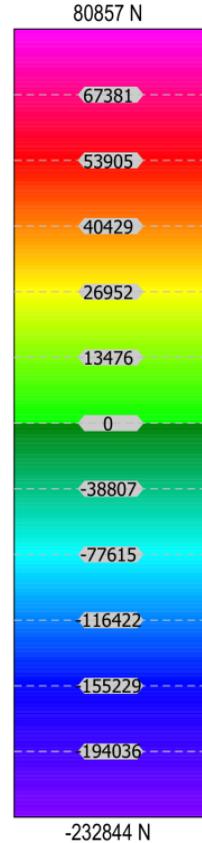
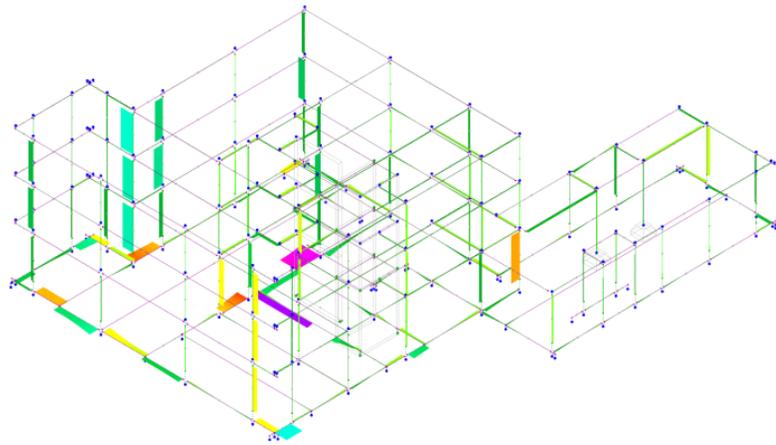
DESCRIZIONE TAVOLA
Sollecitazioni - Involuppi
SLU (Statiche)

Diagramma F2 (taglio lungo l'asse 2)



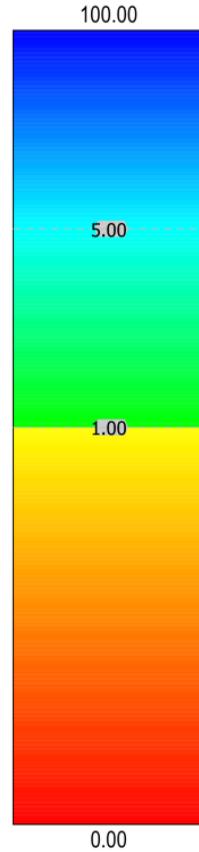
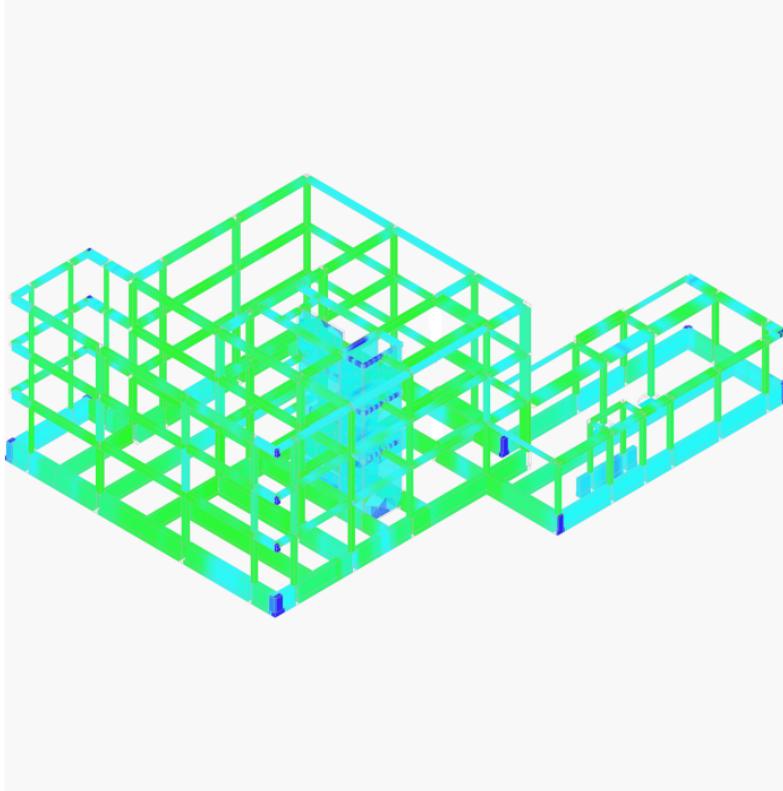
DESCRIZIONE TAVOLA
Sollecitazioni - Involuppi
SLU (Statiche)

Diagramma F3 (taglio lungo l'asse 3)



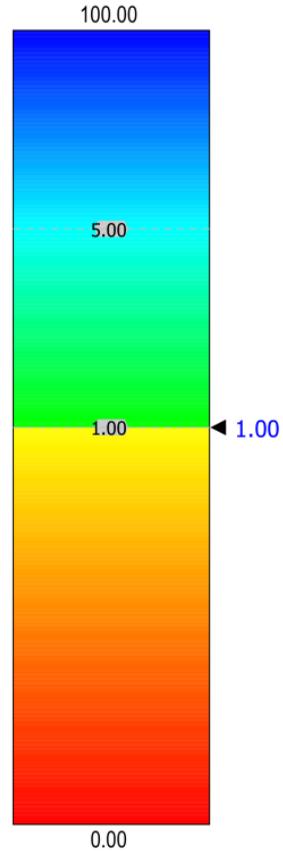
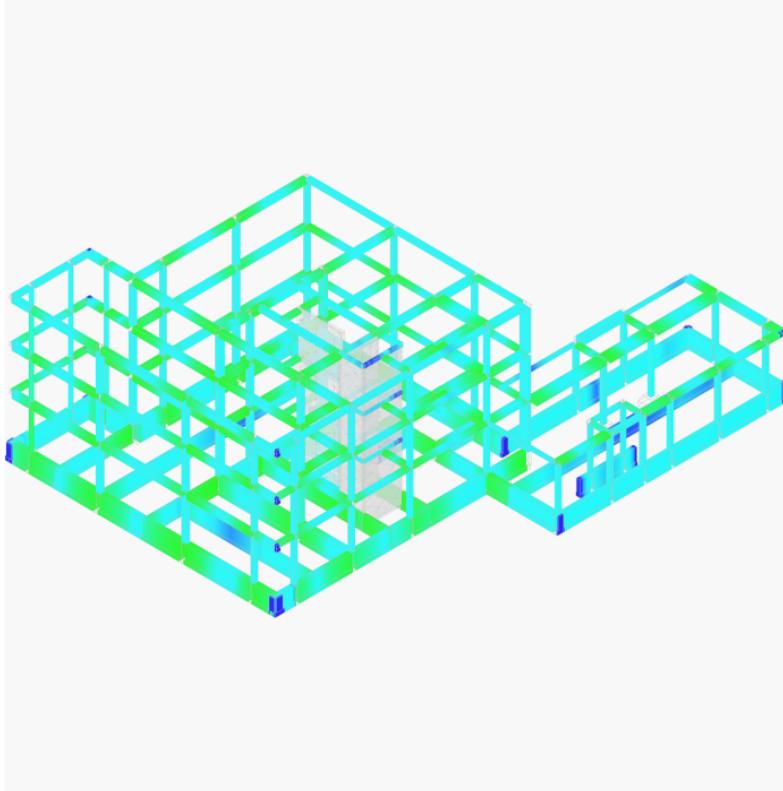
DESCRIZIONE TAVOLA
Sollecitazioni - Involuppi
SLU (Statiche)

Coefficienti di Sicurezza



DESCRIZIONE TAVOLA
Tipo verifica: Flessione a SLU

Coefficienti di Sicurezza



DESCRIZIONE TAVOLA
Tipo verifica: Taglio a SLU