

# LIBERO CONSORZIO COMUNALE DI RAGUSA

IV SETTORE - LAVORI PUBBLICI ED INFRASTRUTTURE

## INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEGLI EDIFICI SCOLASTICI DI PROPRIETÀ DEL LIBERO CONSORZIO COMUNALE DI RAGUSA

LOTTO 3 - CIG 9165541BB2

**ADEGUAMENTI SISMICI DELL'I.I.S. G. CURCIO IN VIA DEGLI STUDI - ISPICA (RG)**  
**Finanziato dall'Unione Europea - NextGenerationEU**

### RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROFESSIONISTI

**CAPOGRUPPO**

Ing. Luciano Lentini

**R.U.P.** Ing. Filippo Agosta

**MANDANTI**

Arch. Giuseppe Marotta  
SG.Inarch srls  
Ing. Antonino Carmelo Allegra Filosico  
Arch. Francesca Cuva



**RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE**

**PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO**

DATA EMISSIONE

**SETTEMBRE 2022**

SCALA

-

DOCUMENTO

S	T	R	0	0	2
---	---	---	---	---	---

## 1 Premessa

La presente relazione tratta gli aspetti relativi alla valutazione dell'azione sismica e le procedure di calcolo adoperate nell'ambito del servizio tecnico di "Adeguamento sismico dell'I.I.S. G. Curcio sito in Ispica (RG) Via Degli Studi - Lotto n. 3 (CIG 9165541BB2)", aggiudicato allo scrivente RTP con determinazione dirigenziale prot. n. 12612 del 22/06/2022.

## 2 Sismicità della zona

### 2.1 Classificazione sismica regionale

Con il Decreto del Dirigente generale del DRPC Sicilia 11 marzo 2022, n. 64 è stata resa esecutiva la nuova classificazione sismica dei Comuni della Regione Siciliana, redatta con i criteri dell'Ordinanza PCM 28 aprile 2006, n. 3519, la cui proposta è stata condivisa dalla Giunta Regionale con la Deliberazione 24 febbraio 2022, n. 81.

La nuova classificazione sismica è in vigore dal giorno successivo a quello della pubblicazione nella Gazzetta Ufficiale della Regione Siciliana (GURS 25 marzo 2022, n. 13, Parte I).

Lo studio di pericolosità allegato all'Ordinanza PCM 28 aprile 2006, n. 3519, ha fornito alle Regioni uno strumento aggiornato per la classificazione del proprio territorio, introducendo intervalli di accelerazione ( $a_g$ ), con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, da attribuire alle 4 zone sismiche. L'Ordinanza, tra l'altro, individua i criteri per la definizione delle zone sismiche e la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone.

Sono individuate quattro zone, a pericolosità decrescente, caratterizzate da quattro diversi valori di accelerazione orizzontale massima convenzionale su suolo di tipo A ( $a_g$ ), ai quali ancorare lo spettro di risposta elastico.

Zona	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni ( $a_g$ )	Accelerazione orizzontale massima convenzionale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico ( $a_g$ )
1	$0.25 < a_g \leq 0.35g$	0.35g
2	$0.15 < a_g \leq 0.25g$	0.25g
3	$0.05 < a_g \leq 0.15g$	0.15g
4	$\leq 0.05g$	0.05g

La nuova classificazione sismica del territorio regionale della Sicilia prevede:

- 53 Comuni classificati in Zona 1;
- 304 Comuni classificati in Zona 2;
- 32 Comuni classificati in Zona 3;

- 2 Comuni classificati in Zona 4.

Inoltre 117 Comuni mantengono la Zona sismica a più alto rischio, nonostante i risultati dell'elaborazione indicano il passaggio a una categoria a più basso rischio. La nuova classificazione, tra l'altro, include il Comune di Misiliscemi (Provincia di Trapani), recentemente istituito con la legge regionale 10 febbraio 2021, n. 3.

La Tabella seguente riepiloga il numero dei Comuni per Zona sismica di appartenenza del territorio regionale oggetto della nuova classificazione sismica, raffrontati con quelli della precedente classificazione.

Classificazione sismica	N. COMUNI		Differenze tra la nuova classificazione e quella ex DGR 408/2003
	Nuova zonazione sismica	Zonazione sismica ex DGR 408/2003	
<b>Zona 1</b>	53	27	+26
<b>Zona 2</b>	304	329	-25
<b>Zona 3</b>	32	5	+27
<b>Zona 4</b>	2	29	-27
<b>Totale</b>	<b>391*</b>	<b>390</b>	<b>(+01)*</b>
* rispetto alla precedente classificazione sismica viene classificato il Comune di Misiliscemi (Provincia di Trapani), istituito con la legge regionale 10 febbraio 2021, n. 3.			

Secondo tale nuova classificazione il Comune di Ispica rimane in **Zona 2** (situazione invariata rispetto alla Classificazione ex DGR 408/2003 e Criteri OPCM 3519/2006).

### 3 Modelli strutturali di riferimento

#### 3.1 Introduzione

Le analisi computazionali alla base del presente progetto di adeguamento sismico, non possono che partire dalle analisi già svolte in occasione della valutazione preventiva del rischio sismico. Per i soli **Corpi A e C**, tenuto conto che per questi si è proceduto con un progetto di adeguamento sismico, si è omesso di richiamare l'analisi computazionale in presenza dei soli carichi gravitazionali rimandando per i dettagli al rapporto conclusivo allegato alla verifica sismica preventiva. Tuttavia è il caso di ricordare che il Corpo A presentava lievi deficienze strutturali anche in presenza dei soli carichi gravitazionali.

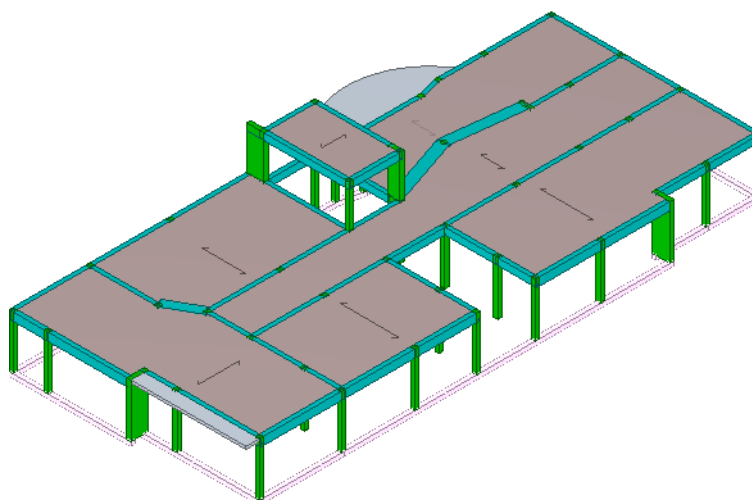
Differente è la situazione per il **Corpo B**. Per il Corpo B, nella disponibilità economica dell'intervento, e su indirizzo dettato dalla Stazione Appaltante, ci si è limitati e "colmare" le deficienze strutturali mediante interventi locali finalizzati a rinforzare gli elementi in ca non verificati per soli carichi verticali, così come peraltro evidenziato nella verifica sismica preventiva.

Nella nuova valutazione delle accelerazioni di collasso sismico ante e post operam, per i vari corpi di fabbrica che compongono l'edificio scolastico, si è fatto riferimento al metodo di calcolo “**analisi statica non lineare (push over)**”.

Si riportano nelle immagini seguenti la rappresentazione dei modelli tridimensionali adoperati per le analisi strutturali dei vari corpi di fabbrica.

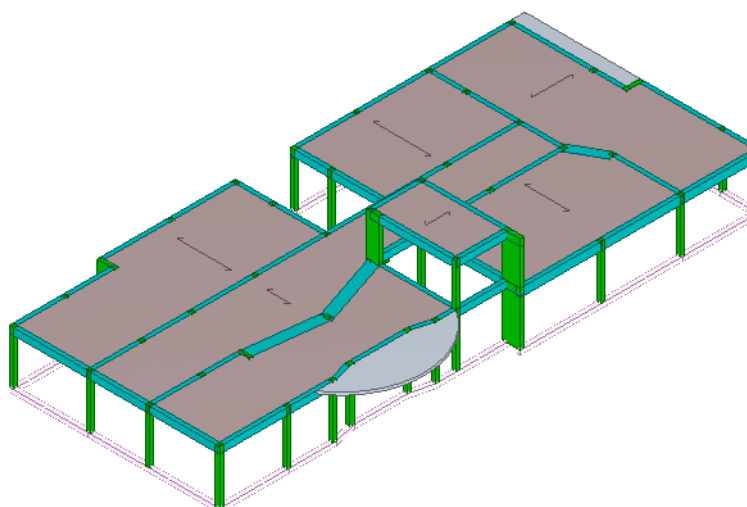
#### **Vista Anteriore (modello di calcolo - Corpo A)**

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



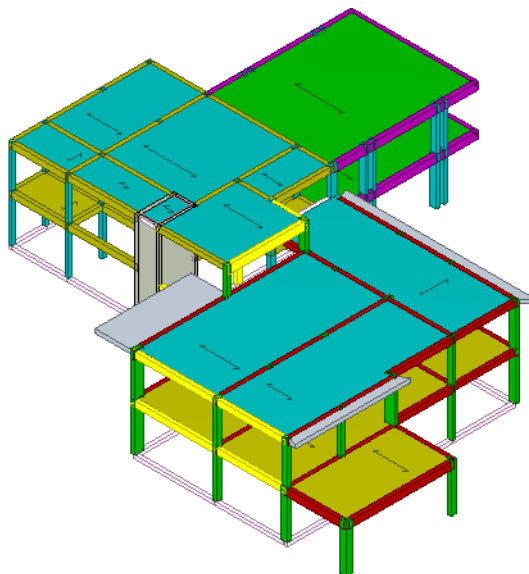
#### **Vista Posteriore (modello di calcolo - Corpo A)**

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



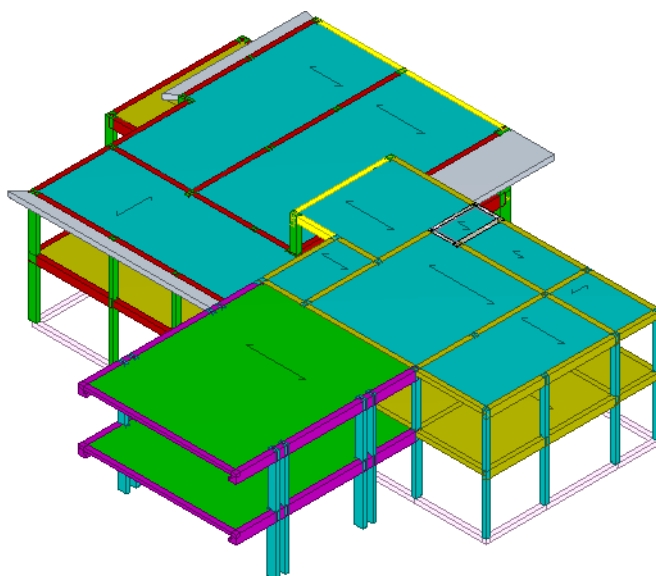
#### **Vista Anteriore (modello di calcolo - Corpo B)**

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



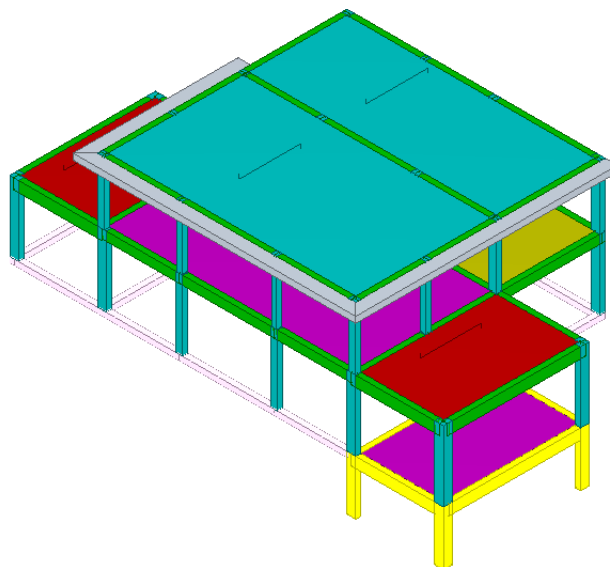
### Vista posteriore (modello di calcolo - Corpo B)

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



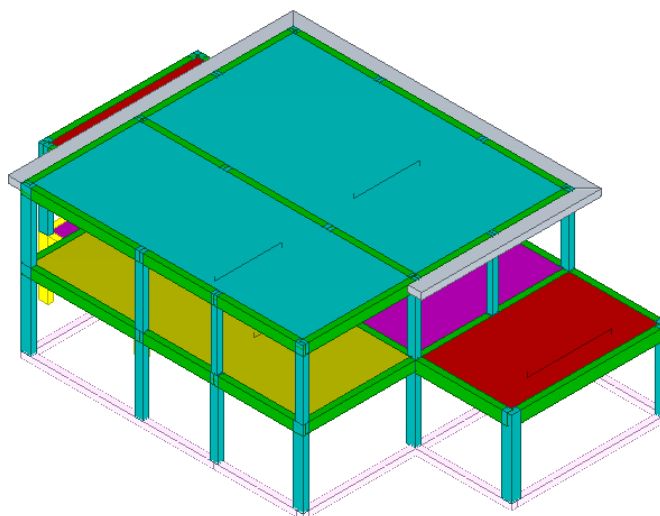
### Vista Anteriore (modello di calcolo - Corpo C)

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

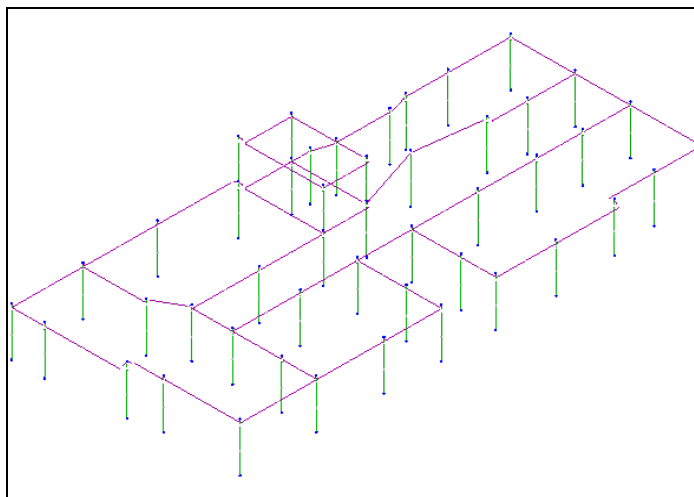


### Vista posteriore (modello di calcolo - Corpo C)

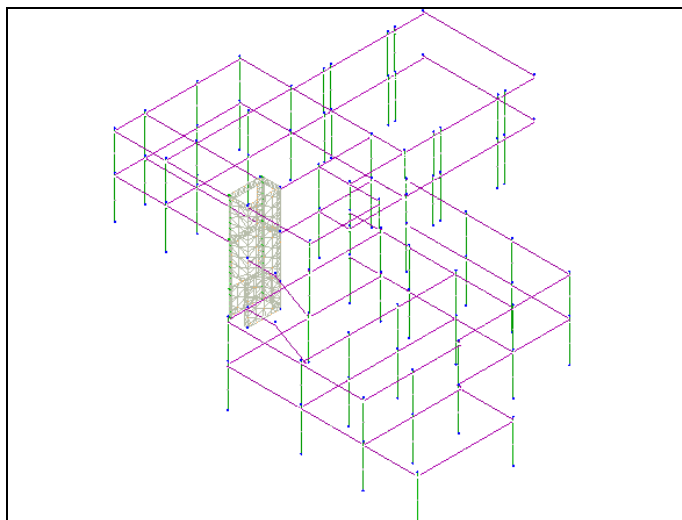
La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale  $0, X, Y, Z$ , ha versore  $(-1;-1;-1)$



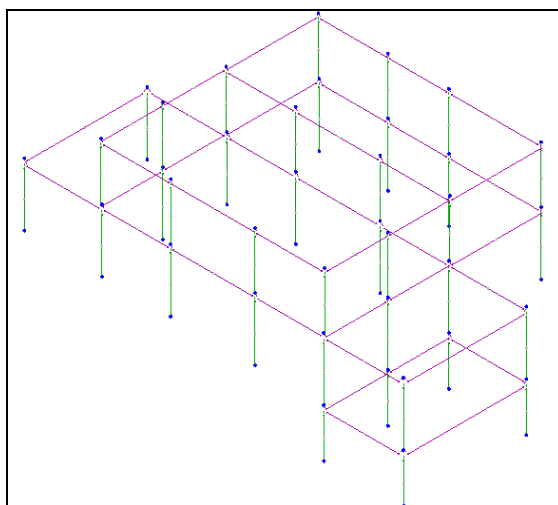
**Mesh agli elementi finiti - Corpo A**



**Mesh agli elementi finiti - Corpo B**



**Mesh agli elementi finiti - Corpo C**





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

### 3.2 Normativa di riferimento

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative:

**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.

### 3.3 Verifiche di Resistenza

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.

Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica globale di sicurezza consiste (come indicato nei §§7.3.4.2 - 7.8.1.6 del DM 2018) nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento illustrato al §7.3.4.2 del D.M. 2018.

Per quanto riguarda la verifica allo SLV (SLU), si controlla che la domanda di spostamento - calcolata secondo la relazione (C7.3.7) oppure (C7.3.8) del par. C7.3.4.2 della Circolare 2019 del D.M. 2018 - sia inferiore alla capacità di spostamento dell'edificio (calcolata secondo le indicazioni del par. C7.3.4.2), letta in corrispondenza del massimo spostamento offerto dalla Curva di Capacità. Se tale verifica (Domanda  $\leq$  Capacità) risulta soddisfatta per tutte le Analisi effettuate, l'edificio è verificato allo SLV.

Per quanto riguarda le verifiche allo SLD (SLE), oltre alla condizione che la capacità di spostamento sia maggiore o uguale alla domanda di spostamento allo SLD, deve essere ulteriormente soddisfatta la verifica relativa agli spostamenti di interpiano; la struttura viene di nuovo analizzata, stavolta sotto l'azione di forze orizzontali tali da provocare uno spostamento del Punto di Controllo pari alla domanda di spostamento allo SLD; con gli spostamenti nodali calcolati in corrispondenza di tale sistema di forze orizzontali sono calcolati gli spostamenti di interpiano ed effettuata la relativa verifica.

### 3.4 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  $\alpha$  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.

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. 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.

Per quanto riguarda la verifica degli elementi in c.a. in analisi statica NON lineare, gli elementi ed i meccanismi resistenti vengono classificati in:

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

La verifica degli elementi “**duttili**” viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di deformazioni con i rispettivi limiti di deformazione. La verifica degli

elementi “fragili” viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze con le rispettive resistenze.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili si impiegano le proprietà caratteristiche/nominali dei materiali. Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili, le resistenze nominali dei materiali sono ridotti per i corrispondenti coefficienti parziali di sicurezza.

Per gli elementi duttili, la capacità deformativa è definita con riferimento alla rotazione (“rotazione rispetto alla corda”)  $\theta$  della sezione d'estremità rispetto alla congiungente quest'ultima con la sezione di momento nullo a distanza pari alla luce di taglio  $L_v = M/V$ . Tale rotazione è anche pari allo spostamento relativo delle due sezioni diviso per la luce di taglio.

Allo SLV, la capacità di rotazione totale rispetto alla corda, può essere assunta pari a 3/4 del valore ultimo  $\theta_u$ , calcolata secondo la relazione (C8.7.2.1) della Circolare 2019 del D.M. 2018.SLD, la capacità di rotazione totale rispetto alla corda, è calcolata secondo le relazioni (8.7.2.1a e 8.7.2.1b) del §C8.7.2.5 della succitata Circolare.

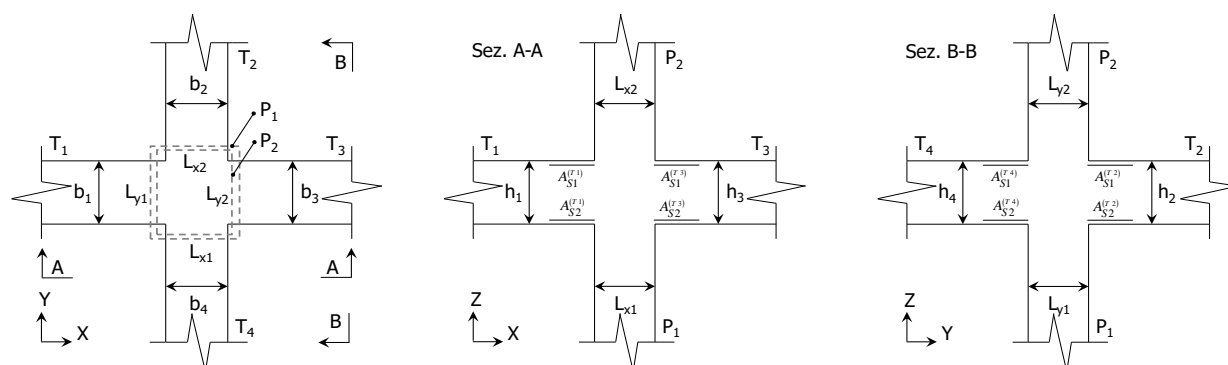
Per gli elementi “**fragili**”, la resistenza a taglio si valuta come nel caso di situazioni non sismiche, considerando comunque un contributo del conglomerato al massimo pari a quello relativo agli elementi senza armature trasversali resistenti.

Per i nodi, la verifica di resistenza viene eseguita secondo quanto indicato nel §C8.7.2.5 della succitata Circolare. Viene verificata sia la resistenza a trazione diagonale che quella a compressione diagonale.

### 3.5 Verifica di confinamento dei nodi

La verifica dei nodi delle strutture in c.a. viene condotta secondo le prescrizioni del §7.4.4.3 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.



(a) Vista nel piano X - Y

(b) Vista nel piano X - Z

(c) Vista nel piano Y - Z

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 verificati 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):

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

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:

$$b_j = \min \left\{ \begin{array}{l} b_{j1}^{(T_i)} \\ b_{j2}^{(T_i)} \end{array} \right\}$$

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

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

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

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

$h_{jc}^{(P_{1,i})}$  è la distanza tra le armature del pilastro:

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

$$h_{jc}^{(P_{1,i})} = L_{y1} - 2(c + \Phi_{st}) - \Phi_L \quad i = 2, 4$$

$c$ ,  $\Phi_{st}$  e  $\Phi_L$  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.

### 3.6 Analisi dei carichi

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del **Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 17 Gennaio 2018** “*Norme tecniche per le Costruzioni*”. In particolare, è stato fatto utile riferimento alle Tabelle 3.1.I e 3.1.II del suddetto D.M., 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 nell'Allegato 4 nella relativa sezione, sono di seguito riportate:

### ANALISI CARICHI – Modello di calcolo – Corpo A

Analisi carichi										
N <sub>id</sub>	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m <sup>2</sup> ]
001	S	Muratura di tomagnamento esistente	Carico Permanente	Come da analisi dei carichi di progetto (variante)	2.000	Intonaco interno, intonaco esterno	500		0	0
002	S	Solaio esistente latero-cemento gettato in opera s=30+5	Coperture accessibili solo per manutenzione	Solaio gettato in opera con travetti i=50 e spessore 30+5	3.300	Pavimento e sottofondo, e intonaco inferiore (come da progetto di variante)	1.200	Coperture accessibili per sola manutenzione (Cat. H – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	500	480
003	S	LatCem Balcone H20	Scale, balconi, ballatoi (Cat. A)	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 20 cm (16+4)	2.800	Pavimento, sottofondo e intonaco inferiore	1.360	Balconi, ballatoi e scale comuni di abitazioni (Cat. A – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	4.000	0

LEGENDA:

**N<sub>id</sub>** Numero identificativo dell'analisi di carico.

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

**PP, PNS,** Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale.

**SA** 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/m<sup>2</sup>] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

### ANALISI CARICHI – Modello di calcolo – Corpo C

Analisi carichi										
N <sub>id</sub>	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m <sup>2</sup> ]
001	S	Tompagni esistenti spessore 30 cm	Carico Permanente	PP come da progetto	2.150	Intonaco interno, intonaco esterno	600		0	0
002	S	Solaio esistente copert. PT (24+6) [SA Scuole]	Scuole	Solaio gettato in opera spessore 24+6	3.400	Pavimento e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore (80 come da progetto + 60 da progetto + 30 come da progetto)	1.700	Scuole (Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	3.000	0
003	S	Solaio esistente copert. PT (24+6) [SA CA]	Scuole	Solaio gettato in opera spessore 24+6	3.400	Pavimento e sottofondo (80), pendenze (50),	1.900	Scuole (Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	3.000	480

## Analisi carichi

N <sub>id</sub>	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m <sup>2</sup> ]
004	S	Solaio esistente copert. PT (20+6) [SA Scuole]	Scuole	Solaio gettato in opera spessore 20+6	3.000	asfalto (30), intonaco (30) Pavimento e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore (80 come da progetto + 60 da progetto + 30 come da progetto)	1.700	Scuole (Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	3.000	0
005	S	Solaio esistente copert. P1 (30+5) [SA CNA]	Coperture accessibili solo per manutenzione	Solaio gettato in opera spessore 30+5	3.300	Pavimento e sottofondo (80), pendenze (50), asfalto (30), intonaco (30)	1.900	Coperture accessibili per sola manutenzione (Cat. H – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	500	480
006	S	Pensiline copertura spessore 35	Scale, balconi, ballatoi (Cat. C)	Peso proprio	7.500	Pavimento e sottofondo (80), pendenze (50), asfalto (30), intonaco (30)	1.900	Coperture accessibili per sola manutenzione (Cat. H – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	500	480

## LEGENDA:

**N<sub>id</sub>** Numero identificativo dell'analisi di carico.

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

**PP, PNS,** Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale.

**SA** 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/m<sup>2</sup>] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

### 3.7 Valutazione dell'azione sismica

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni".

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.



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

### 3.8 Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D.

L'azione è stata determinata ipotizzando per i corpi di fabbrica verificati una **Vita Nominale** pari a **50** ed una **Classe d'Uso** III.

Sulla scorta dei dati geofisici richiamati nei paragrafi precedenti, sono stati determinati 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					
			$T^*_c$	$C_c$	$T_B$	$T_c$	$T_D$	$S_s$
			[s]		[s]	[s]	[s]	
SLO	0.0370	2.557	0.244	1.46	0.119	0.356	1.748	1.20
SLD	0.0512	2.527	0.275	1.42	0.131	0.392	1.805	1.20
SLV	0.1893	2.393	0.445	1.29	0.192	0.576	2.357	1.20
SLC	0.2664	2.441	0.492	1.27	0.208	0.624	2.666	1.14

Nei calcolo di verifica si è inoltre assunto il Coefficiente di Amplificazione Topografica (ST) pari a 1.00.

### 3.9 Analisi statica non lineare (push over)

Il calcolo è stato eseguito in analisi non lineare statica, ai sensi del § 7.3.4.2 del D.M. 2018, 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 conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

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

Il calcolo in analisi non lineare statica viene svolto secondo quanto dettagliato nei seguenti passi.

#### Passo 1

Definizione di un legame costitutivo non lineare per i materiali, come sopra esposto.

**Passo 2**

Definizione dei carichi agenti sulla struttura; tali carichi sono costituiti dai carichi verticali, combinati secondo le indicazioni del § 2.5.3, relazione [2.5.5], del D.M. 2018, e da una distribuzione di forze orizzontali come rappresentativa del sisma.

**Passo 3**

Definizione di un punto di controllo per l'analisi; tale punto di controllo può essere scelto automaticamente tra i nodi strutturali dell'ultimo piano, con le coordinate più prossime (eventualmente coincidenti) a quelle del baricentro delle masse di tale impalcato, oppure manualmente dall'utente.

**Passo 4**

Soluzione del sistema tridimensionale dell'edificio soggetto ai carichi definiti al punto 2); tale soluzione viene perseguita per 4 direzioni del sisma (+X, -X, +Y e -Y) e per due distribuzioni di forze orizzontali, per un totale di 8 analisi non lineari statiche.

In particolare, devono essere scelte almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, una ricadente tra quelle del "Gruppo 1 (Distribuzioni Principali)", ed un'altra ricadente tra quelle del "Gruppo 2 (Distribuzioni Secondarie)", così come definite nella seguente tabella.

Gruppo 1 – Distribuzioni Principali	Gruppo 2 – Distribuzioni Secondarie
G <sub>1</sub> -a) Distribuzione proporzionale alle forze dell'analisi lineare statica di cui al § 7.3.3.2 del D.M. 2018 <sup>(1)</sup>	G <sub>2</sub> -a) Distribuzione di forze uniforme lungo l'altezza della costruzione
G <sub>1</sub> -b) Distribuzione proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrazione, nella direzione considerata	G <sub>2</sub> -b) Distribuzione di forze adattiva al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura
G <sub>1</sub> -c) Distribuzione proporzionale alle forze di piano corrispondenti ai modi di vibrazione con partecipazione di massa complessiva almeno pari all'85% della massa sismica totale, nella direzione considerata <sup>(2)</sup>	G <sub>2</sub> -c) Distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi
<sup>(1)</sup> Nel caso di utilizzo della G <sub>1</sub> -a) è obbligatorio l'utilizzo della G <sub>2</sub> -a)	
<sup>(2)</sup> La distribuzione G <sub>1</sub> -c) è obbligatoria se il periodo fondamentale di vibrazione della struttura (T <sub>1</sub> ) è superiore a 1,3 T <sub>C</sub> .	

Nella seguente tabella vengono illustrate le distribuzioni prescelte, nel rispetto della condizione di applicabilità seguente:

$$T_{1,x} < 1,3T_c$$

$$T_{1,y} < 1,3T_c$$

dove:

- $T_{1,x}$  e  $T_{1,y}$  sono i periodi principali di vibrazione nelle direzioni x ed y;
- $T_c$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.

Dir	$T_{1,x}$	1,3 T <sub>c</sub>	Gruppo 1 – Distribuzioni Principali	Gruppo 2 – Distribuzioni Secondarie
-----	-----------	--------------------	-------------------------------------	-------------------------------------

	[s]	[s]		
X	0.56	0.75	Distribuzione proporzionale alle forze di piano corrispondenti ai modi di vibrazione con partecipazione di massa complessiva almeno pari all'85% della massa sismica totale	Distribuzione di forze uniforme lungo l'altezza della costruzione
Y	0.37	0.75	Distribuzione proporzionale alle forze di piano corrispondenti ai modi di vibrazione con partecipazione di massa complessiva almeno pari all'85% della massa sismica totale	Distribuzione di forze uniforme lungo l'altezza della costruzione

Per le quattro direzioni considerate precedentemente e per ciascuna distribuzione di forze è possibile, inoltre:

- aggiungere i contributi delle eccentricità accidentali, traslando il centro di massa di ciascun orizzontamento di una quantità costante, e pari ad almeno il 5% della dimensione media dell'edificio, misurata perpendicolarmente alla direzione del sisma (cfr. § 7.2.6 D.M. 2018);
- calcolare la risposta del sistema considerando “unitariamente” gli effetti del sisma per il 100% nella direzione principale considerata, e per il 30% nella direzione perpendicolare (cfr. [7.3.10] D.M. 2018):

$$1,00E_x + 0,30E_y$$

dove  $E_x$  ed  $E_y$  indicano gli effetti del sisma nelle due direzioni. La seguente tabella sintetizza le analisi non lineari statiche ottenute.

N°	Descrizione	N°	Descrizione
1	$\left[ +1,00(E_x + ecc_y) + 0,30(E_y) \right]_{G1}$	17	$\left[ +1,00(E_x + ecc_y) + 0,30(E_y) \right]_{G2}$
2	$\left[ +1,00(E_x + ecc_y) - 0,30(E_y) \right]_{G1}$	18	$\left[ +1,00(E_x + ecc_y) - 0,30(E_y) \right]_{G2}$
3	$\left[ +1,00(E_x - ecc_y) + 0,30(E_y) \right]_{G1}$	19	$\left[ +1,00(E_x - ecc_y) + 0,30(E_y) \right]_{G2}$
4	$\left[ +1,00(E_x - ecc_y) - 0,30(E_y) \right]_{G1}$	20	$\left[ +1,00(E_x - ecc_y) - 0,30(E_y) \right]_{G2}$
5	$\left[ -1,00(E_x + ecc_y) + 0,30(E_y) \right]_{G1}$	21	$\left[ -1,00(E_x + ecc_y) + 0,30(E_y) \right]_{G2}$
6	$\left[ -1,00(E_x + ecc_y) - 0,30(E_y) \right]_{G1}$	22	$\left[ -1,00(E_x + ecc_y) - 0,30(E_y) \right]_{G2}$
7	$\left[ -1,00(E_x - ecc_y) + 0,30(E_y) \right]_{G1}$	23	$\left[ -1,00(E_x - ecc_y) + 0,30(E_y) \right]_{G2}$
8	$\left[ -1,00(E_x - ecc_y) - 0,30(E_y) \right]_{G1}$	24	$\left[ -1,00(E_x - ecc_y) - 0,30(E_y) \right]_{G2}$
9	$\left[ +1,00(E_y + ecc_x) + 0,30(E_x) \right]_{G1}$	25	$\left[ +1,00(E_y + ecc_x) + 0,30(E_x) \right]_{G2}$
10	$\left[ +1,00(E_y + ecc_x) - 0,30(E_x) \right]_{G1}$	26	$\left[ +1,00(E_y + ecc_x) - 0,30(E_x) \right]_{G2}$
11	$\left[ +1,00(E_y - ecc_x) + 0,30(E_x) \right]_{G1}$	27	$\left[ +1,00(E_y - ecc_x) + 0,30(E_x) \right]_{G2}$

12	$\left[ +1,00(E_y - ecc_x) - 0,30(E_x) \right]_{G1}$	28	$\left[ +1,00(E_y - ecc_x) - 0,30(E_x) \right]_{G2}$
13	$\left[ -1,00(E_y + ecc_x) + 0,30(E_x) \right]_{G1}$	29	$\left[ -1,00(E_y + ecc_x) + 0,30(E_x) \right]_{G2}$
14	$\left[ -1,00(E_y + ecc_x) - 0,30(E_x) \right]_{G1}$	30	$\left[ -1,00(E_y + ecc_x) - 0,30(E_x) \right]_{G2}$
15	$\left[ -1,00(E_y - ecc_x) + 0,30(E_x) \right]_{G1}$	31	$\left[ -1,00(E_y - ecc_x) + 0,30(E_x) \right]_{G2}$
16	$\left[ -1,00(E_y - ecc_x) - 0,30(E_x) \right]_{G1}$	32	$\left[ -1,00(E_y - ecc_x) - 0,30(E_x) \right]_{G2}$

### Passo 5

Per ognuna delle varie analisi effettuate al punto 4 viene costruita la curva di capacità dell'edificio, mettendo in ascissa il taglio alla base ( $F_b$ ), e sulle ordinate lo spostamento del punto di controllo ( $d_c$ ); da tale curva sono ricavate le caratteristiche di un sistema a un grado di libertà equivalente (*sdof*, o “*single degree of freedom*”), ed in particolare la forza allo snervamento ( $F_y^*$ ) e lo spostamento corrispondente, imponendo l'uguaglianza tra l'area sottesa dalla curva e la bilineare equivalente. Definite, quindi, la rigidezza secante e la massa equivalente ( $m^*$ ), si ricava il periodo del sistema ad un grado di libertà ( $T^*$ ); con tale periodo sono calcolate le domande di spostamento allo SLU (SLV) e allo SLE (SLD), trasformate infine nelle domande del sistema reale, come dettagliato nel seguito. Per quanto esposto al punto 4) è stato necessario preventivamente effettuare un calcolo in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Al sistema strutturale sono stati applicati i carichi gravitazionali e, successivamente, delle forze orizzontali proporzionali alle forze d'inerzia in corrispondenza degli orizzontamenti della costruzione. Tali forze sono applicate per ciascuna delle direzioni considerate dell'azione sismica, ed hanno una risultante pari al taglio alla base  $F_b$ . Le forze applicate sono state scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento del punto di controllo ( $d_c$ ), generalmente coincidente con il centro di massa dell'ultimo impalcato della costruzione, esclusi eventuali torrini. È inoltre possibile considerare punti di controllo alternativi in corrispondenza, ad esempio, con le estremità della pianta dell'ultimo impalcato, allorché ciò sia necessario a causa dell'accoppiamento tra traslazioni e rotazioni dell'impalcato. Il diagramma  $F_b$ - $d_c$  così ottenuto costituisce la “*curva di capacità*” (o “*curva di pushover*”) della struttura.

Per ciascuna delle analisi di pushover effettuate è stata ottenuta la curva di capacità del sistema reale  $F_b$  (tagliante alla base) vs.  $d_c$  (spostamento del punto di controllo). La verifica globale di sicurezza viene condotta con il “*principio di uguali spostamenti*” o “*uguale energia*”, di cui al § C7.3.4.2 della Circolare 2019 del D.M. 2018, basata sui seguenti step:

- 1) calcolo della curva di capacità ideale del sistema *sdof* equivalente, scalando la curva di pushover del sistema reale:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}; \quad d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

dove  $\Gamma$  è il “*fattore di partecipazione modale*”, funzione della direzione del sisma, della massa del sistema reale e della forma del modo di vibrazione principale del sistema reale;

- 2) calcolo della curva bilineare (elastica – perfettamente plastica) del sistema equivalente, caratterizzata

da un tratto elastico con rigidezza  $k^*$ , forza di snervamento  $F_y^*$  e spostamento ultimo  $d_u^*$ . Quest'ultimo è calcolato imponendo l'uguaglianza delle aree sottese alla curva ideale del sistema *sdo*f equivalente (ottenuta scalando la curva reale del sistema strutturale del fattore di partecipazione modale) e della curva bilineare ed imponendo una riduzione di resistenza  $\leq 0,15F_{bu}^*$  (dove  $F_{bu}^*$  è il picco della curva di capacità reale del sistema *sdo*f equivalente). Per ciascuna delle curve di capacità ottenuta, la verifica globale di sicurezza viene effettuata con il principio di uguali spostamenti o uguale energia:

$$d_{c,\max} = d_{e,\max}^* \Gamma \leq d_{c,u} = d_u^* \Gamma \quad \text{se: } T^* \geq T_c$$

$$d_{c,\max} = \frac{d_{e,\max}^*}{q^*} \left[ 1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \Gamma \leq d_{c,u} = d_u^* \Gamma \quad \text{se: } T^* < T_c$$

dove:

- $T^*$  è dato da (cfr. [C7.3.6] Circolare 02-02-2009 n. 617):

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

- $d_{e,\max}^*$  è lo spostamento elastico del sistema *sdo*f equivalente (cfr. § 3.2.3.2 D.M. 2018):

$$d_{e,\max}^* = S_e(T^*) \left( \frac{T^*}{2\pi} \right)^2$$

essendo  $S_e(T^*)$  l'accelerazione spettrale del sistema *sdo*f in corrispondenza del periodo  $T^*$ ;

- $q^*$  è il rapporto seguente:

$$q^* = \frac{m^* S_e(T^*)}{F_y^*}$$

Si noti che, nel caso in cui  $q^* \leq 1$  si deve assumere sempre  $d_{c,\max} = d_{e,\max}^* \Gamma$ .

### 3.10 Azioni sulla struttura

I calcoli e le verifiche sono stati 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.

### 3.11 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:

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

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;
- $\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$  coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 2018;
- $\psi_{0i}$  sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le **48 combinazioni** per il modello di calcolo del Corpo A, le **112 combinazioni** per il modello del Corpo C, 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:

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

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;  
 $\psi_{2i}$  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  $\psi_{2i}$  sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	$\psi_{2i}$
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 $\leq 30$ 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 $\leq 1000$ 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"	

### 3.12 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:

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

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;  
 $\psi_{2i}$  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  $\psi_{2i}$  sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

### 3.13 Stato 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;  
 $\psi_{0i}$ : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;  
 $\psi_{1i}$ : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;  
 $\psi_{2i}$ : coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti  $\psi_{0i}$ ,  $\psi_{1i}$ ,  $\psi_{2i}$  sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	$\psi_{0i}$	$\psi_{1i}$	$\psi_{2i}$
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 $\leq 30$ 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 $\leq 1000$ 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).

### 3.14 Azione della neve

Il carico da neve è stato calcolato seguendo le prescrizioni del par. 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 par. 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. par. 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  $[kN/m^2]$ . 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. par. 3.4.2 D.M. 2018)

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

	<p><i>Zone di carico della neve</i></p> <p><b>I - Alpina:</b> Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza</p> <p><b>II - Mediterranea:</b> 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</p> <p><b>III:</b> 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</p> <p><b>III:</b> Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, 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</p>
<p><b>Mappa delle zone di carico della neve</b> [cfr. Fig. 3.4.1 D.M. 2018].</p>	

- $\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura, funzione dell'inclinazione della falda ( $\alpha$ ) e della sua morfologia (vedi tabelle seguenti);

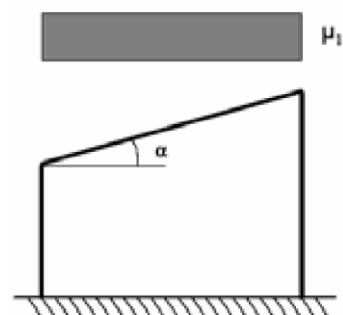
**Valori dei coefficienti di forma per falde piane (cfr. Tab. 3.4.II D.M. 2018 e Tab. C3.4.I Circolare 2019 n. 7)**

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0,0
$\mu_2$	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha / 30$	1,6	-

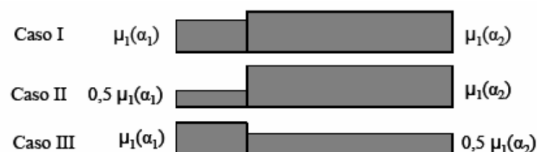
**Valori dei coefficienti di forma per coperture cilindriche (cfr. §C3.4.3.3.1 Circolare 2019 n. 7)**

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

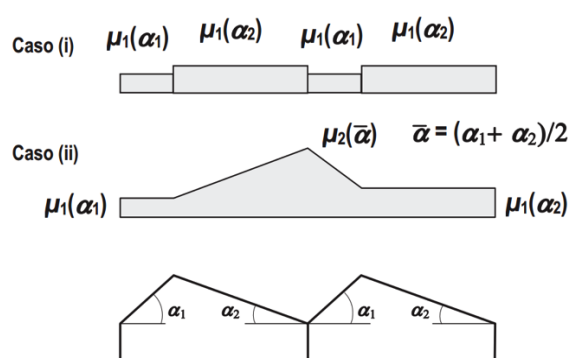
I coefficienti di forma definiti nelle tabelle precedenti sono stati utilizzati per la scelta delle combinazioni di carico da neve indicate nelle seguenti figure.



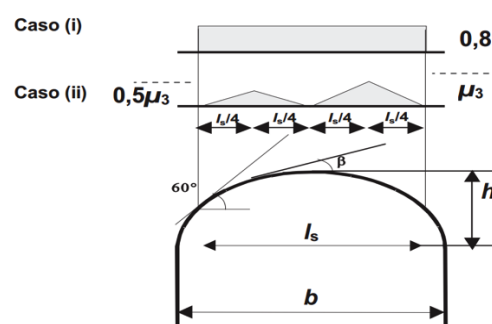
(a)



(b)



(c)



(d)

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].

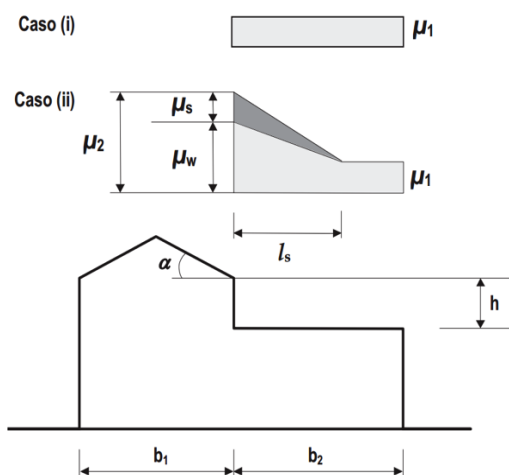
- $C_E$  è il coefficiente di esposizione, funzione della topografia del sito (si veda la seguente tabella);

#### Valori di $C_E$ per diverse classi di esposizione (cfr. Tab. 3.4.I 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).

Nel caso di coperture adiacenti, si è proceduto alla stima di un carico da neve aggiuntivo dovuto a fenomeni di accumulo (cfr. par. 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:

$\mu_{sup}$  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  $s = 2$   
h

Inoltre, deve risultare comunque:

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

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

### 3.15 Calcolo degli spostamenti massimi in fase sismica

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

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

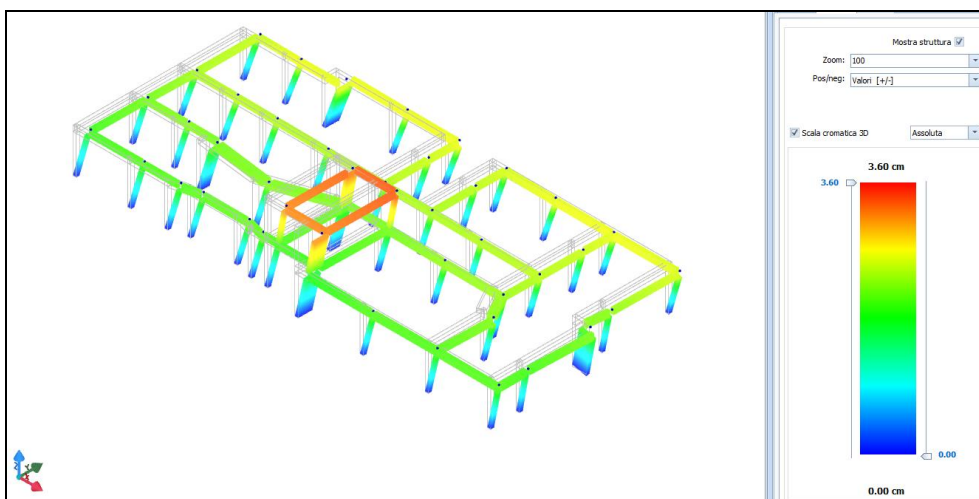
dove

$$\mu_d = q \quad \text{se } T_1 \geq T_C;$$

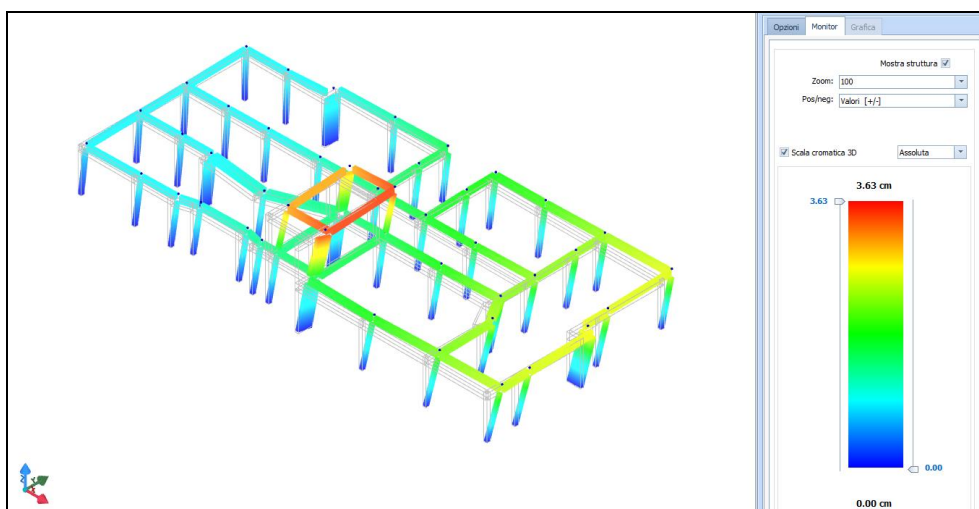
$$\mu_d = 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 \quad \text{se } T_1 < T_C.$$

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

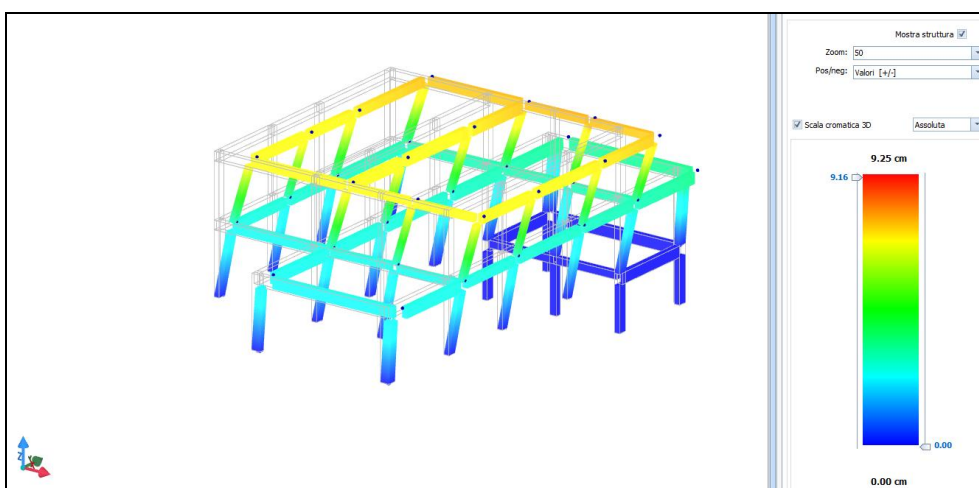
Si riportano di seguito le immagini rappresentative per ciascun corpo di fabbrica esaminato con la deformata strutturale globale in presenza rispettivamente di azione sismica in direzione X e direzione Y.



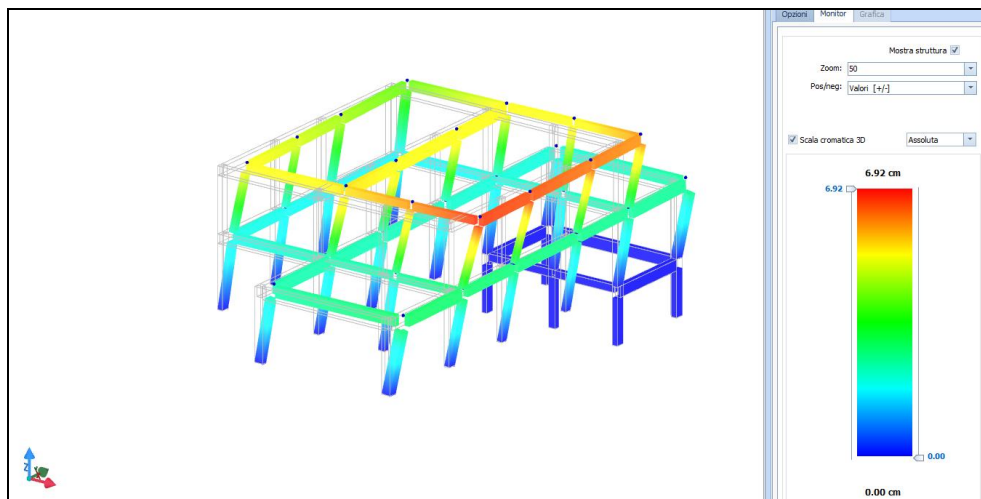
*Spostamento massimo CORPO A (3.60 cm) – Azione sismica in direzione X*



*Spostamento massimo CORPO A (3.63 cm) – Azione sismica in direzione Y*



*Spostamento massimo CORPO C (9.25 cm) – Azione sismica in direzione X*



*Spostamento massimo CORPO C (6.92 cm) – Azione sismica in direzione Y*