



PROVINCIA DI FROSINONE



LOTTO 7 - ADEGUAMENTO SISMICO I.I.S. "TULLIANO" LICEO SCIENTIFICO - CLASSICO - ODONTOTECNICO DI ARPINO

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

Responsabile del Procedimento:
Geom. Ermando Mollicone

Progettista
MDC ENGINEERING Srl
Ing Fabio Mastellone di Castelvetero

DESCRIZIONE ELABORATO:
**RELAZIONE TECNICA GENERALE
ANTE OPERAM**

COD. ELABORATO :

A

SCALA :

-

DATA :

NOVEMBRE 2021

DESCRIZIONE REVISIONE DOCUMENTO

DATA

REV

REDAZIONE :

Arch. P. Murlo

VERIFICA :

Ing P. Mastellone

APPROVAZIONE :

Ing F. Mastellone

INDICE:

1	PREMESSA.....	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3	SITUAZIONE STATO DI FATTO	6
3.1	Analisi Storico-Critica.....	9
3.2	Rilievo Geometrico	9
4	ANALISI DELLA STRUTTURA	9
5	CONOSCENZA DELL'EDIFICIO	10
6	DESCRIZIONE GENERALE DEL MANUFATTO	11
6.1	Dati Geometrici e Strutturali	11
6.1.1	Struttura - Geometria	12
6.1.2	Solai	13
6.1.3	Fondazioni.....	13
7	MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO	14
7.1	Livello di Conoscenza Struttura	14
7.2	Analisi Caratteristiche medie dei materiali	15
7.3	Analisi Caratteristiche medie dei materiali	15
7.3.1	Conglomerato Cementizio Armato	15
7.3.2	Acciaio da carpenteria.....	16
7.3.3	Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali.....	17
7.4	Fragili	18
7.5	Terreno di Fondazione.....	18
8	ANALISI DEI CARICHI.....	19

9	DEFINIZIONE DEI DATI DI BASE DELLA MODELLAZIONE STRUTTURALE	21
9.1	Valutazione della sicurezza	21
9.2	Vita Nominale, Classe d'uso, Periodo di Riferimento	21
10	COMBINAZIONI DI CARICO	23
10.1	Stato Limite di Salvaguardia della Vita.....	23
10.2	Stato Limite di Danno.....	25
10.3	Stato Limite di Esercizio	25
10.4	Azione della Neve.....	26
10.5	azione sismica	29
10.6	spettri di progetto per slu e sld.....	30
11	ANALISI DI REGOLARITA'	31
12	MODELLAZIONE STRUTTURALE E METODI DI ANALISI ADOTTATO	32
12.1	Denominazione del codice di calcolo Impiegato.....	32
12.2	Sintesi delle funzionalità generali.....	33
12.3	Sistemi di Riferimento	34
12.4	Modello di Calcolo	37
12.5	Metodo di analisi adottato e criteri di ammissibilità	38
12.5.1	Metodo di Analisi.....	38
12.6	Valutazione degli spostamenti	39
12.7	Combinazione delle componenti dell'azione sismica.....	40
12.8	Eccentricità accidentali	40
12.9	Periodi fondamentali e masse partecipanti	41
12.10	Capacità – Entità dell'azione sismica sostenibile	41

12.11	Domanda – Entità dell'azione sismica attesa	41
12.12	Indicatori di rischio sismico.....	42
13	PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	42
13.1	Verifiche di resistenza	43
13.1.1	Elementi in cemento armato	43
13.1.2	Verifiche di Confinamento dei nodi.....	44
13.1.3	Elementi in cemento armato esistenti (criteri e interventi)	47
13.1.4	Fondazioni superficiali.....	48
13.2	Verifiche sld.....	48
14	VALUTAZIONE IDONEITÀ STATICA	49
14.1	Idoneità statica	49
14.2	Vulnerabilità sismica	50
15	CLASSIFICAZIONE DEL RISCHIO SISMICO	54
16	ANALISI CRITICA DEI RISULTATI E CONCLUSIONI SULLO STATO DI FATTO	58
17	CONCLUSIONI.....	62

1 PREMESSA

Il Progetto Esecutivo redatto ai sensi dell'art. 23 comma 8 del D. Lgs. 18/04/2016, n. 50, riguarda gli interventi di adeguamento sismico ed efficientamento energetico dell'istituto scolastico "TULLIANO", nel Comune di Arpino (FR) mediante la realizzazione di opere di adeguamento sismico ed impiantistico, efficientamento energetico finalizzati alla riqualificazione e al miglioramento dell'edificio scolastico.



Aerofoto del fabbricato I.I.S. Tulliano, Arpino

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”.

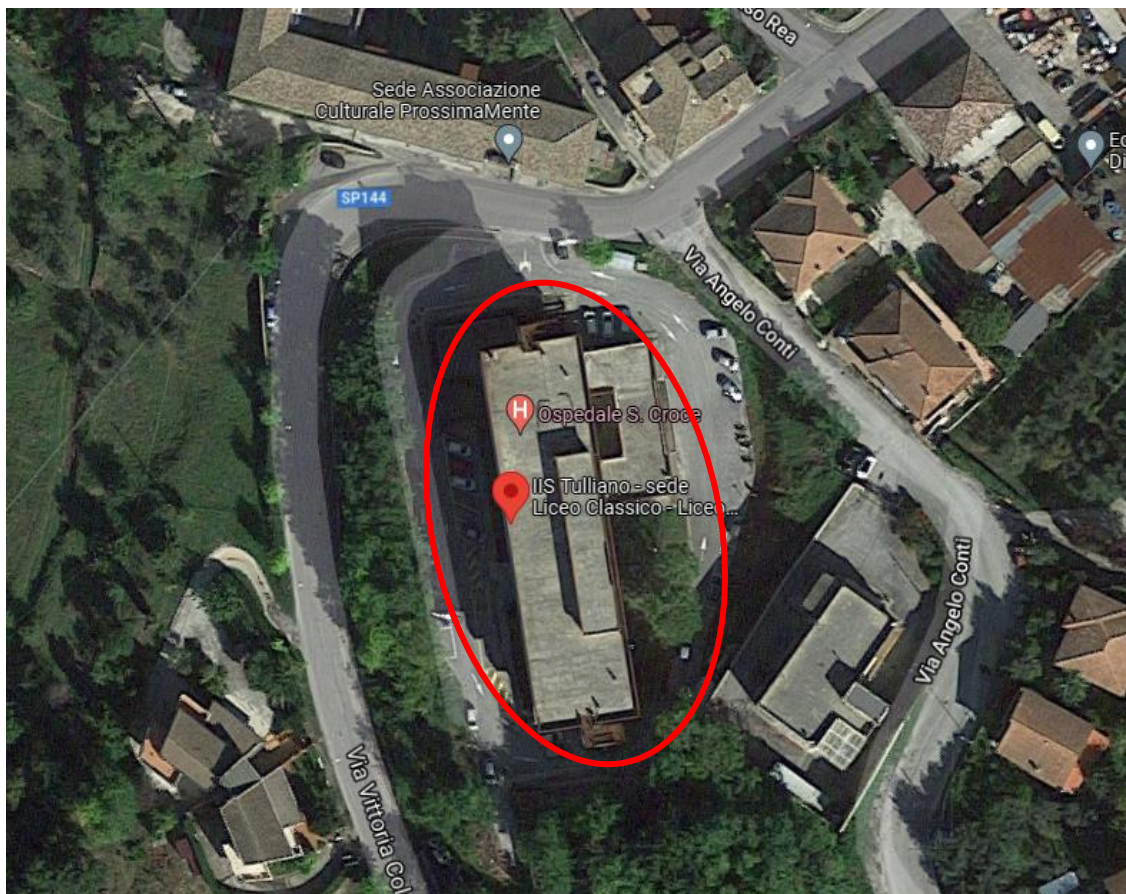
Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nelle seguenti norme:

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.

3 SITUAZIONE STATO DI FATTO

L'edificio scolastico è ubicato in via Vittoria Colonna, Arpino (FR).



Localizzazione dell'edificio

L'edificio in oggetto ha seguito un iter progettuale caratterizzato da una prima progettazione finalizzata alla realizzazione di una struttura sanitaria (1969). A tale progetto sono poi seguite delle varianti (1974) che hanno condotto alla costruzione dell'edificio nonché al collaudo dello stesso sempre come struttura sanitaria e nella configurazione tutt'oggi visibile.

Solo successivamente alla sua edificazione la struttura è stata convertita in edificio scolastico. In particolare si sottolinea la presenza di manufatti adiacenti al corpo di fabbrica della scuola, quali scale esterne in acciaio, il rilevamento di intercapedini perimetrali (solo parziali rispetto all'intero perimetro). La struttura è organizzata secondo uno schema planimetrico a pianta irregolare essendovi una porzione di fabbricato presente solo per i primi due livelli, e si sviluppa su sei livelli, e un torrino scale in copertura. I livelli sono caratterizzati dalle seguenti caratteristiche dimensionali:

- Piano seminterrato posto a quota -3.60m con superficie pari a 1005 mq;
- Piano terra posto a quota 0.00m con superficie pari a 1005 mq;
- Piano primo posto a quota +3.60m con superficie pari a 775 mq;
- Piano secondo posto a quota +7.20m con superficie pari a 790 mq;

- Piano terzo posto a quota +10.80m con superficie pari a 790 mq;
- Piano quarto posto a quota +14.40m con superficie pari a 790 mq;
- Piano torrino posto a quota +18.10m con superficie pari a 150 mq;
- Piano copertura torrino posto a quota +20.65m.

I piani sono collegati tra loro da scale e ascensori interni, e una scala in acciaio esterna, giuntata al corpo di fabbrica principale.

La cubatura complessiva risulta di 16100 mc circa.

La copertura è piana, non calpestabile.

Nel corpo di fabbrica della scuola è inoltre rilevante la presenza di singolarità strutturali di seguito descritte. Sono infatti presenti dei pilastri di bordo che si interrompono al terzo livello comportando una brusca variazione di rigidezza. Inoltre sono presenti travi in falso (convergenti su travi in nodi privi di pilastro) e, come usuale all'epoca della redazione del progetto, la struttura sismo-resistente è concepita come una serie di telai piani disposti trasversalmente caratterizzati da travi "principali" a spessore; tali telai sono collegati longitudinalmente mediante travi aventi la sola funzione di collegamento nonché di sostegno per la tamponatura perimetrale. La tamponatura perimetrale è in blocchi di laterizio, le tramezzature interne in laterizio, i solai sono del tipo latero-cementizio. La struttura scarica su fondazione a travi rovesce.



Figura–Vista esterna



Figura–Vista della pozione di fabbricato che caratterizza la pianta dell’edificio nei primi due livelli determinandone la forte irregolarità planimetrica



Figura–Vista della scala esterna in acciaio



Particolare del giunto tra la scala esterna in acciaio e il fabbricato

3.1 ANALISI STORICO-CRITICA

La geometria del fabbricato, la tipologia, l'ubicazione e le dimensioni degli elementi strutturali e non strutturali sono state ricavate dalla documentazione esistente acquisita. Per la documentazione acquisita si rimanda interamente alle relazioni e allegati dell'ing. Alessandro Vittorio Bergami. Nella relazione di vulnerabilità a firma dell'ing. Alessandro Vittorio Bergami si rileva che sono stati interamente recuperati i documenti inerenti:

- geometria delle strutture in c.a.
- geometria delle strutture metalliche
- armature degli elementi in c.a.
- caratteristiche dei materiali strutturali - valori di progetto
- relazione di calcolo delle strutture
- relazione a strutture ultimate
- collaudo dell'opera

Inoltre dalla relazione di vulnerabilità è stato acquisito il piano di indagine e i risultati delle prove effettuate per la suddetta valutazione della sicurezza.

3.2 RILIEVO GEOMETRICO

Le dimensioni e l'esatta posizione degli elementi portanti sono state verificate mediante ispezione visiva per gli elementi a vista (travi emergenti) e prove pacometriche per i pilastri nascosti da tamponature o tramezzature. Le piante architettoniche e strutturali e le carpenterie degli impalcati sono riportate negli elaborati grafici allegati.

Confrontando quanto riportato nella documentazione esistente e quanto rilevato in sito, si riscontra una perfetta corrispondenza delle posizioni dei pilastri e delle travi ai vari piani.

4 ANALISI DELLA STRUTTURA

L'attività di analisi della valutazione della sicurezza del fabbricato può essere suddivisa in fasi differenti, di seguito elencate:

FASE 1. Conoscenza dell'edificio

1. Raccolta e analisi della documentazione esistente (raccolta dei dati amministrativi, tecnici e geologici; definizione della storia progettuale, costruttiva e sismica dell'edificio).
2. Conoscenza geometrica e prestazionale del manufatto
3. Indagini strumentali

FASE 2. Modellazione strutturale e verifiche di vulnerabilità

1. Modellazione strutturale

- Definizione dei dati di base della modellazione strutturale;
- Definizione dei criteri generali e particolari di valutazione della vulnerabilità sismica del fabbricato;
- Modellazione della struttura e metodi di analisi adottati.

2. Verifica di vulnerabilità

- Verifica di vulnerabilità;
- Determinazione degli indicatori di rischio (IR);
- Valutazioni critiche propedeutiche alla predisposizione degli interventi.

Nella fase di progettazione preliminare di fattibilità tecnica ed economica, è stato considerato lo studio della sicurezza svolto dall'ing. Alessandro Vittorio Bergami. Nella fase esecutiva, nell'ottica del progetto degli interventi di adeguamento sismico, è stata considerata la fase iniziale svolta dal tecnico Bergami ma si è proceduto alla modellazione dello stato dei luoghi (Fase 2) e alla successiva valutazione dell'idoneità statica e della vulnerabilità sismica.

5 CONOSCENZA DELL'EDIFICIO

Piano di indagine

Il piano di indagine redatto ha consentito il raggiungimento del livello di conoscenza LC2. Per la definizione del livello di conoscenza raggiunto si fa riferimento a quanto riportato nella circolare n.7 del 21 gennaio 2019, nella tabella C8.5.IV e alle corrispondenti note esplicative. Alla luce della documentazione reperita, ovvero le indagini svolte dall'ing. Bergami ai fini della valutazione della sicurezza del fabbricato, si è raggiunto il livello di conoscenza LC2

In particolare sono state effettuate prove distruttive e non distruttive, riportate di seguito:

- prelievi di carote in cls e successive prove di rottura a compressione;
- prelievi di barre di armatura e successive prove di trazione;
- determinazione indici sclerometrici;
- determinazione delle velocità di propagazione delle onde microsismiche;
- rilievo pacometrico;
- saggi visivi sui solai;
- ispezioni in fondazione;
- prove MASW per la caratterizzazione sismica del sito;
- prove SPT in foro eseguite rispettivamente alla profondità di metri 5.5 e 8.5 Livello di conoscenza raggiunto;
- sondaggio geognostico a carotaggio continuo, spinto rispettivamente alla profondità di metri 20 da piano campagna;
- campione alla profondità di 5.00 metri da p.c. per analisi di laboratorio geotecnico;
- indagine per analisi del microtremore sismico e ambientale (denominata HVSR1).

Si evidenzia che le barre di armatura prelevate sono differenti per diametro in modo da indagare le differenti armature messe in opera.

Si sottolinea che per i dettagli costruttivi non sono state indagate le armature superiori delle travi, il cui rilevamento avrebbe richiesto il danneggiamento degli elementi di finitura e microdemolizioni localizzate, con danni alla struttura portante.

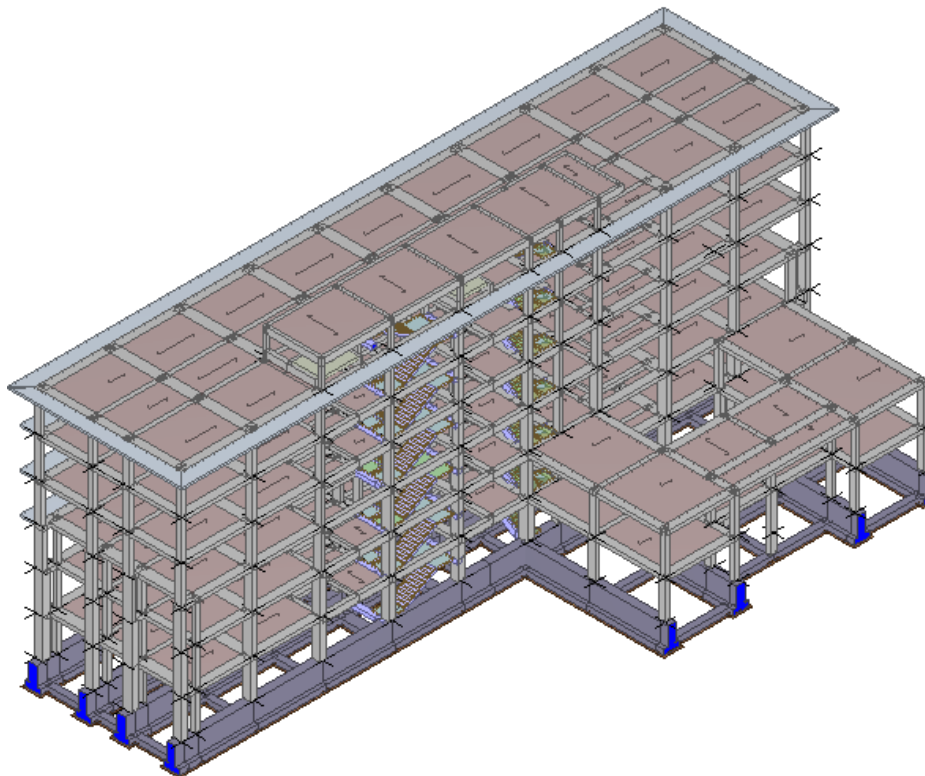
Per valutare i dettagli costruttivi sono state effettuate prove pacometriche e saggi visivi con microdemolizioni localizzate.

6 DESCRIZIONE GENERALE DEL MANUFATTO

6.1 DATI GEOMETRICI E STRUTTURALI

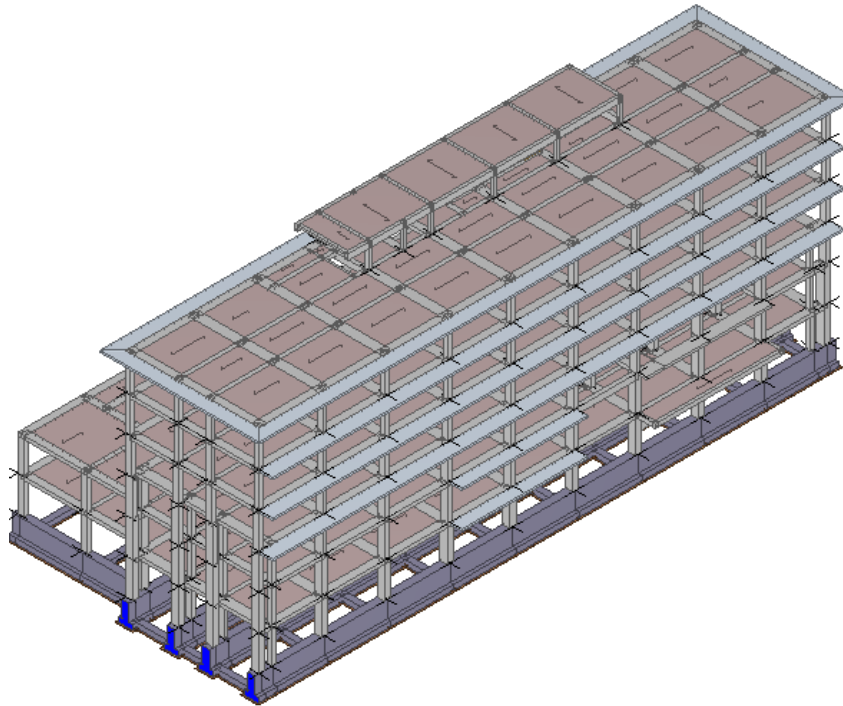
Vista Anteriore

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)



6.1.1 Struttura - Geometria

Come già sottolineato al capitolo 3, i livelli sono caratterizzati dalle seguenti caratteristiche dimensionali:

- Piano seminterrato posto a quota -3.60m con superficie pari a 1005 mq;
- Piano terra posto a quota 0.00m con superficie pari a 1005 mq;
- Piano primo posto a quota +3.60m con superficie pari a 775 mq;
- Piano secondo posto a quota +7.20m con superficie pari a 790 mq;
- Piano terzo posto a quota +10.80m con superficie pari a 790 mq;
- Piano quarto posto a quota +14.40m con superficie pari a 790 mq;
- Piano torrino posto a quota +18.10m con superficie pari a 150 mq;
- Piano copertura torrino posto a quota +20.65m.

I piani sono collegati tra loro da scale e ascensori interni, e una scala in acciaio esterna, giuntata al corpo di fabbrica principale.

La cubatura complessiva risulta di 16100 mc circa.

6.1.2 Solai

I solai della struttura sono in latero cemento armato gettato in opera con uno spessore di 35 centimetri per i solai interpiano e quello di copertura composti, in particolare, da laterizi di altezza pari a 30 cm e soletta in conglomerato cementizio armato pari a 5 cm. In corrispondenza dei servizi il solaio è ribassato e presenta uno spessore pari a 30 cm (25+5) mentre il solaio del torrino presenta un solaio di copertura di spessore pari a 20 cm (16+4). I balconi sono anche essi latero-cemento gettati in opera con altezza pari a 25 cm (20+5). La copertura dei vani ascensore è realizzata con soletta in c.a. di spessore pari a 25 cm.

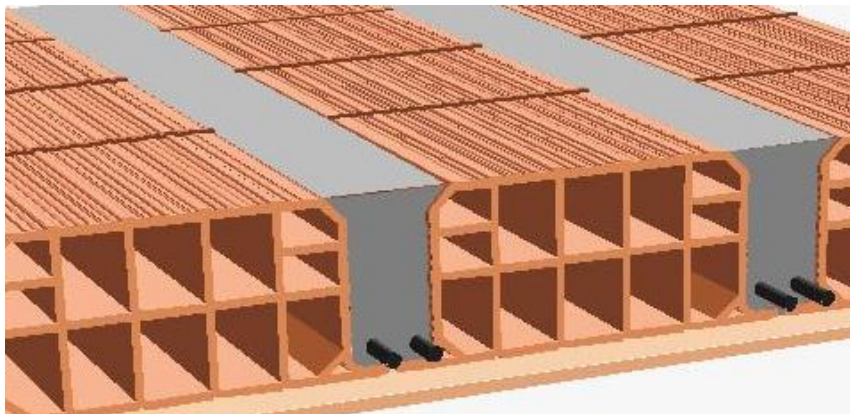


Foto –Solaio tipo in latero cemento gettato in opera

6.1.3 Fondazioni

Per quanto attiene le fondazioni, essa è stata modellata secondo lo stato di fatto, tenuto conto comunque del progetto originale del fabbricato. In particolare, è stata rilevata una struttura in cemento armato C20/25 con travi di dimensioni 145/75x220/50.

7 MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

7.1 LIVELLO DI CONOSCENZA STRUTTURA

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive della costruzione in esame, la normativa vigente consente di definire un “livello di conoscenza” dei diversi parametri coinvolti nel modello (geometria, dettagli costruttivi e materiali) e conseguentemente un “fattore di confidenza” da utilizzare come coefficiente parziale di sicurezza funzione della carenza nella conoscenza dei parametri del modello. In accordo con quanto indicato al punto C8.5.4 della CC. MM. Infrastrutture e Trasporti n°7 del 21 gennaio 2019, nel caso specifico si intende raggiunto il livello di conoscenza LC2: - quando sia stata effettuata l’analisi storico-critica commisurata al livello considerato (con riferimento al § C8.5.1), la geometria della struttura sia nota in base ai disegni originali (effettuando un rilievo visivo a campione per verificare l’effettiva corrispondenza del costruito ai disegni) o a un rilievo, i dettagli costruttivi siano noti, o parzialmente dai disegni costruttivi originali integrati da indagini limitate in situ sulle armature e sui collegamenti presenti negli elementi più importanti, o (con riferimento al § C8.5.2) a seguito di una indagine estesa in situ (i dati raccolti devono essere tali da consentire, nel caso si esegua un’analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare), le caratteristiche meccaniche dei materiali siano note in base ai disegni costruttivi, integrati da prove limitate in situ (se i valori ottenuti dalle prove in situ sono minori dei corrispondenti valori indicati nei disegni di progetto, si eseguono prove estese in situ), o con prove estese in situ (con riferimento al § C8.5.3); il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1,2$. La valutazione della sicurezza è eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici; le informazioni raccolte sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelle riguardanti i dettagli strutturali, devono consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo. 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);

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.

7.2 ANALISI CARATTERISTICHE MEDIE DEI MATERIALI

A seguito delle indagini distruttive e non distruttive eseguite, elencate nella relazione di Vulnerabilità, su travi e pilastri in cemento armato è stato possibile definire le caratteristiche meccaniche medie necessarie per lo svolgimento dell'analisi di vulnerabilità.

Rc - Media: sonreb-carote [Mpa]								
	Fondazione	liv -1	liv 0	liv 1	liv 2	liv 3	liv 4	Torr
Pilastri	-	32.14304	37.04038	30.67048	30.1111	28.17455	26.42024	11.1
Travi	20.925	21.4265	26.62029	22.11719	24.70272	23.71673	23.35492	14.5

fc - Media: sonreb-carote [Mpa]								
	Fondazione	liv -1	liv 0	liv 1	liv 2	liv 3	liv 4	Torr
Pilastri	-	26.67872	30.74352	25.4565	24.99221	23.38487	21.9288	9.213
Travi	17.36775	17.784	22.09484	18.35727	20.50325	19.68489	19.38459	12.035

Valori medi di resistenza cubica (Rc) e cilindrica (fc) del cls

Fy [Mpa]								
	Fondazione	liv -1	liv 0	liv 1	liv 2	liv 3	liv 4	Torr
Pilastri	-	291	354	482	480	395	388	482
Travi	275.5	290	291	361	506	459	238	449

Fu [Mpa]								
	Fondazione	liv -1	liv 0	liv 1	liv 2	liv 3	liv 4	Torr
Pilastri	-	457	537	755	723	632	612	759
Travi	433	445	433	526	797	723	341	686

Valori medi di resistenza al limite di snervamento (Fy) e resistenza ultima (Fu) delle barre di armatura

7.3 ANALISI CARATTERISTICHE MEDIE DEI MATERIALI

Dall'analisi delle prove effettuate, precedentemente elencate, è stato possibile risalire alle caratteristiche medie dei materiali utilizzati ai fini della costruzione dell'opera. La struttura, pertanto, è stata modellata secondo tali caratteristiche medie; si elencano, in particolare, i valori dei materiali adottati nei calcoli.:

7.3.1 Conglomerato Cementizio Armato

Caratteristiche calcestruzzo armato															
N _{id}	γ _k	φ _{T,i}	E	G	C _{Erid}	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	φ _c	f _{cd}	f _{ctd}	f _{ctm}	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 C20/25 - (C20/25)															
001	25.000	0,000010	30.200	12.583	60	F	-	22,00	1,00	1,50	10,14	0,81	2,08	15	002
Cls C25/30_B450C - (C25/30)															
003	25.000	0,000010	31.447	13.103	60	F	30,00	-	0,85	1,50	11,76	0,99	2,56	15	002

Relazione Tecnica Generale di Calcolo Ante Operam

Lotto 7 ADEGUAMENTO SISMICO I.I.S.
"TULLIANO" – LICEO SCIENTIFICO - CLASSICO -
ODONTOTECNICO DI ARPINO (FR)

Caratteristiche calcestruzzo armato

N _{id}	γ _k	φ _{T,i}	E	G	C _{Erid}	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	φ _c	f _{cd}	f _{ctd}	f _{ctm}	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 C20/25_B450C - (C20/25)															
004	25.000	0,000010	30.200	12.583	60	F	25,00	-	0,85	1,50	9,80	0,88	2,27	15	002

LEGENDA:

N _{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ _k	Peso specifico.
φ _{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}
φ _c	Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
f _{cd}	Resistenza di calcolo a compressione.
f _{ctd}	Resistenza di calcolo a trazione.
f _{ctm}	Resistenza media a trazione per flessione.
n Ac	Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

7.3.2 Acciaio da carpenteria

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,SL} E	γ _{M7} NCnt	Cnt
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]							
Acciaio B450C - Acciaio in Tondini - (B450C)																	
002	78.500	0,000010	210.000	80.769	F	-	450,00	-	326,09	-	1,15	-	-	-	-	-	-

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 - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.
NOTE	[-] = Parametro non significativo per il materiale.

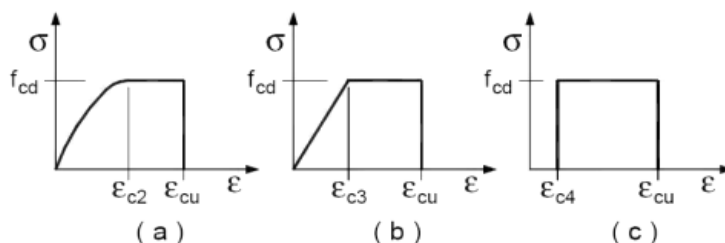
7.3.3 Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali

Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali			
Materiale	SL	Tensione di verifica	$\sigma_{d,amm}$ [N/mm ²]
Cls Travi C20/25	Caratteristica(RARA)	Compressione Calcestruzzo	9,13
	Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo	6,85
Acciaio B450C	Caratteristica(RARA)	Trazione Acciaio	300,00
Cls C25/30_B450C	Caratteristica(RARA)	Compressione Calcestruzzo	12,45
	Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo	9,34
Cls C20/25_B450C	Caratteristica(RARA)	Compressione Calcestruzzo	10,38
	Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo	7,78

LEGENDA:

SL Stato limite di esercizio per cui si esegue la verifica.
 $\sigma_{d,amm}$ Tensione ammissibile per la verifica.

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.



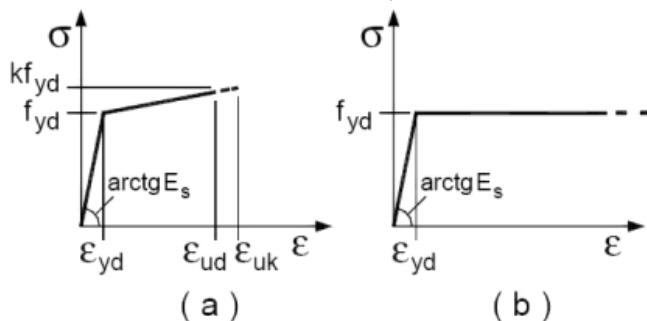
Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

I valori di deformazione assunti sono:

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

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}/g_s . Il coefficiente di sicurezza g_s si assume pari a 1,15.

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



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	7.4 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;;
fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza raggiunto;

γ_m : coefficiente parziale di sicurezza del materiale.

7.5 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 $V_{S,i} \geq 800$ 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" e nella relazione geologica e sulla modellazione sismica, nella relativa sezione.

8 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, oltre che nei *“Tabulati di calcolo”* nella relativa sezione, sono di seguito riportate:

ANALISI CARICHI

Analisi carichi										
N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m²]
001	S	Doppia foderà 30cm (12+8)	Carico Permanente	Foderà esterna (12 cm) e foderà interna (8 cm)	1.600	Intonaco interno, intonaco esterno, isolante poliuretano espanso	740		0	0
002	S	Soletta Abitaz.	Abitazioni	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	Pavimento e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	2.360	Destinazione d'uso scolastico	3.000	0
003	S	Scala	Scale, balconi, ballatoi (Cat. A)	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	Pavimento, sottofondo e intonaco	1.360	Balconi, ballatoi e scale comuni (Cat. A – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	4.000	0
004	S	Solaio latero cemento H=30 cm	Scuole	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 30cm (25+5)	2.850	Incidenza tramezzi e finiture	2.500	Destinazione d'uso scolastico	3.000	0
005	S	Solaio di copertura Torrino H=20 cm	Scuole	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 20cm (16+4)	2.700	Manto di copertura, impermeabilizzazione e intonaco inferiore	1.360	Coperture accessibili per sola manutenzione (Cat. H – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	500	1.265
006	S	Solaio Latero-Cemento H=35 cm (Arpino)	Scuole	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 35cm (30+5)	3.000	Incidenza tramezzi e finiture	2.500	Destinazione d'uso scolastico	3.000	0
007	S	Solaio Latero-Cemento H=35 cm Copertura	Scuole	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 35cm (30+5)	3.000	Manto di copertura, impermeabilizzazione e intonaco inferiore	1.360	Coperture accessibili per sola manutenzione (Cat. H – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	500	1265
008	S	LatCem Balcone H25	Scale, balconi, ballatoi (Cat. A)	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 25 cm (20+5)	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_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

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

Analisi carichi

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	

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.

9 DEFINIZIONE DEI DATI DI BASE DELLA MODELLAZIONE STRUTTURALE

9.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Secondo quanto indicato nella NTC 2018 al paragrafo 8.3, *“La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d’uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6”*. In merito alla verifica nei confronti degli SLE, essendo l’edificio da considerarsi di C.U. III, la verifica riguarderà gli SLE, così come riportato nella Tabella 7.3.III delle NTC 2018, di seguito riportata:

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

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

Nei paragrafi seguenti è riportata l’analisi e le valutazioni della sicurezza del fabbricato oggetto di studio.

9.2 VITA NOMINALE, CLASSE D’USO, PERIODO DI RIFERIMENTO

Secondo quanto indicato nella NTC 2018 al paragrafo 3.2 "Azione sismica", le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa è definita in termini di accelerazione massima attesa a_g in condizioni di campo libero, suolo rigido e superficie orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R ottenuto dalla vita nominale dell’opera tramite il coefficiente d’uso C_u .

La vita nominale di un’opera strutturale V_N , è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I della NTC2018:

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

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

L'opera in esame ha una vita nominale di 50 anni.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. L'opera ricade nella classe d'uso III:

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab.2.4.II della NTC 2018.

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

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

La vita di riferimento dell'opera è quindi pari a:

$$V_R = V_N * C_U = 75 \text{ anni}$$

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascun degli stati limite considerati, sono riportate nella normativa italiana (Circolare 7/2019 - §C3.2.1):

S.L.O. (stato limite di operatività) $P_{VR} = 81\%$

S.L.D. (stato limite di danno) $P_{VR} = 63\%$

S.L.V. (stato limite di salvaguardia della vita) $P_{VR} = 10\%$

S.L.C. (stato limite di collasso) $P_{VR} = 5\%$

Determinati i valori di P_{VR} e di V_R è possibile ottenere il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R con la relazione seguente:

Per $P_{VR} = 0,05$ (SLC):

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \cong 1462 \text{ anni}$$

Per $P_{VR} = 0,10$ (SLV):

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \cong 712 \text{ anni}$$

Per $P_{VR} = 0,63$ (SLD):

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \cong 75 \text{ anni}$$

Per $P_{VR} = 0,81$ (SLO):

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \cong 45 \text{ anni}$$

10 COMBINAZIONI DI CARICO

10.1 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:

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

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: |
| | <ul style="list-style-type: none">- 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; |
| ψ_{0i} | sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici. |

Le **188 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:

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

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:

$$G_K + \gamma_i (\psi_{2i} Q_{ki}).$$

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"	

10.2 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:

$$G_1 + G_2 + P + E + S_i y_{2i} \cdot Q_{ki};$$

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;
- y_{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:

$$G_K + S_i(y_{2i} \cdot Q_{ki}).$$

I valori dei coefficienti y_i sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

10.3 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;

- 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**" (5) e "**Rara**" (5).

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.

10.4 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]:

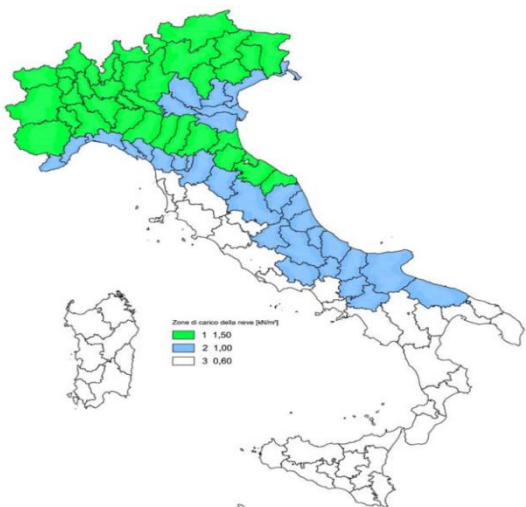
$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, in $[kN/m^2]$. 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. §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

 Mappa delle zone di carico della neve [cfr. Fig. 3.4.1 D.M. 2018].	<i>Zone di carico della neve</i> 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, 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
---	---

- μ_1 è il coefficiente di forma della copertura, funzione dell'inclinazione della falda (α) e della sua morfologia (vedi tabelle seguenti);

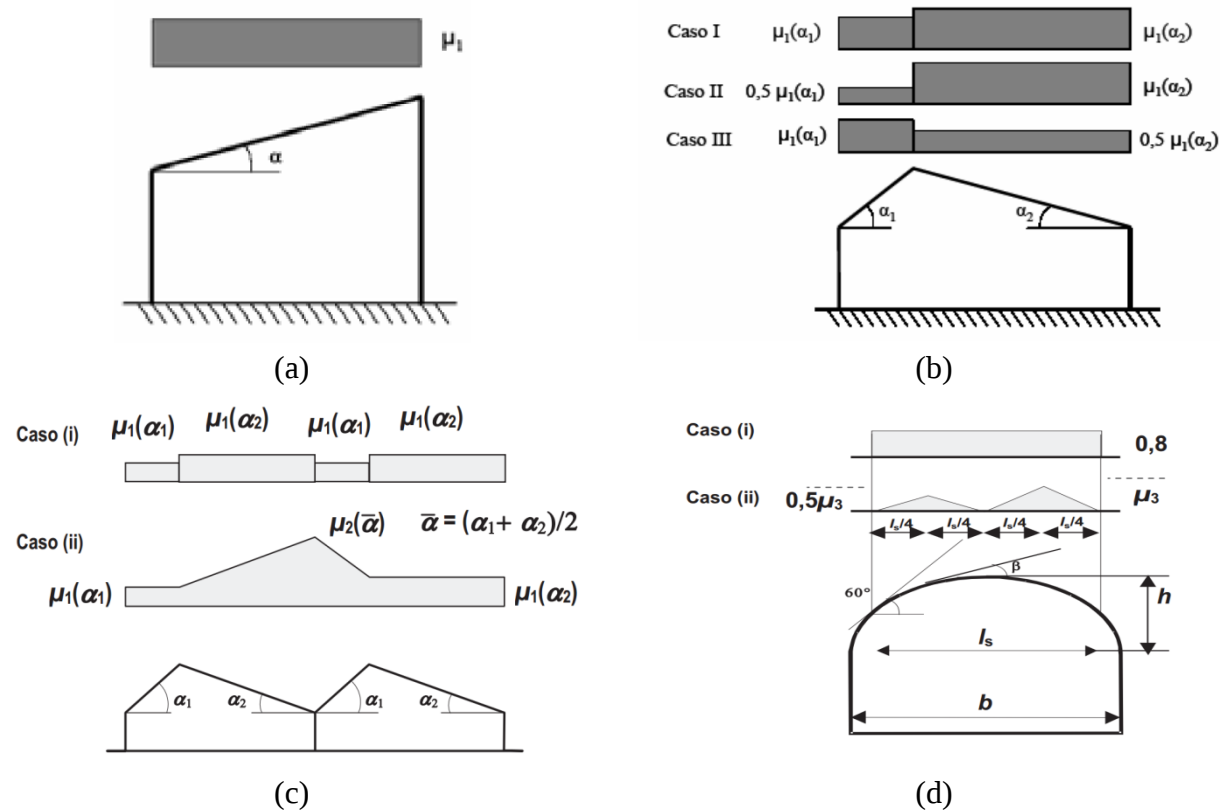
Valori dei coefficienti di forma per falde piane (cfr. Tab. 3.4.II D.M. 2018 e Tab. C3.4.I Circolare 2019 n. 7)

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.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).
- Il valore del carico da neve adottato nei calcoli è il seguente:

- $q_{sk}=1265 \text{ N/m}^2$.

10.5 AZIONE SISMICA

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

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

Latitudine	Longitudine	Altitudine
------------	-------------	------------

[°]	[°]	[m]
41.648611	13.609722	447

10.6 SPETTRI DI PROGETTO PER SLU E SLD

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	T_c^* [s]	C_c	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]	S_s
SLO	0.0832	2.366	0.280	1.42	0.133	0.398	1.933	1.20
SLD	0.1070	2.323	0.290	1.41	0.136	0.409	2.028	1.20
SLV	0.2649	2.348	0.343	1.36	0.156	0.467	2.660	1.15
SLC	0.3375	2.384	0.359	1.35	0.161	0.484	2.950	1.08

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 Duttività 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 **1.00**;

X:

Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in direzione **1.00**;

Y:

Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale: **1.00** (se richiesto).

Stato Limite di salvaguardia della Vita

Verifica meccanismi "Duttili"

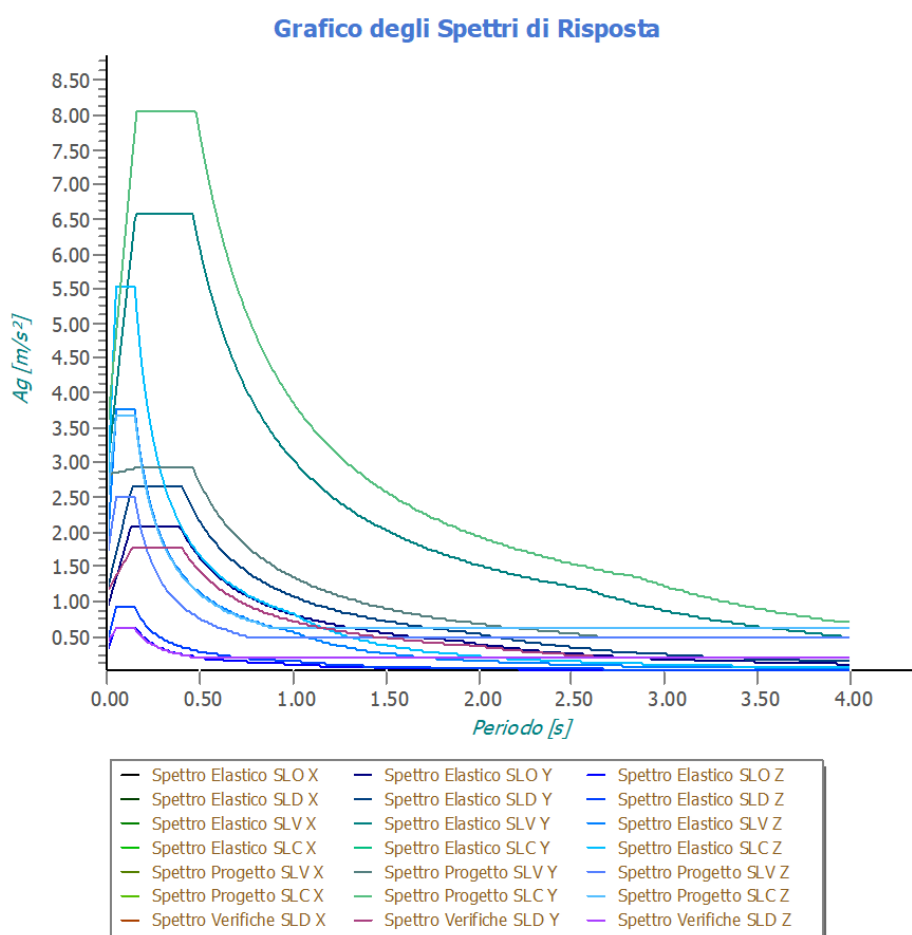
Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in **2.250** ;
direzione X:

Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in **2.250** ;
direzione Y:

Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale: **1.50** (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:



11 ANALISI DI REGOLARITA'

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura.

La tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e δ , spostamento relativo di piano (Il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato).

Tutti i valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La distribuzione di masse e rigidezze 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 rigidezza 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 rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza 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

REGOLARITÀ 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 differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio	NO
Massa e rigidezza 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 rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza 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 [non significativo per le strutture in muratura]	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	SI

12 MODELLAZIONE STRUTTURALE E METODI DI ANALISI ADOTTATO

12.1 DENOMINAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

Nome del Software	EdiLus
Versione	BIM 3(b)

Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
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

12.2 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.

Il calcolo si basa sul solutore agli elementi finiti **MICROSAP** prodotto dalla società **TESYS srl**. La scelta di tale codice è motivata dall'elevata affidabilità dimostrata e dall'ampia documentazione a disposizione, dalla quale risulta la sostanziale uniformità dei risultati ottenuti su strutture standard con i risultati internazionalmente accettati ed utilizzati come riferimento.

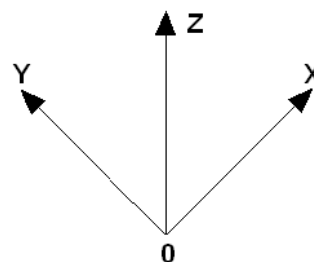
Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

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.

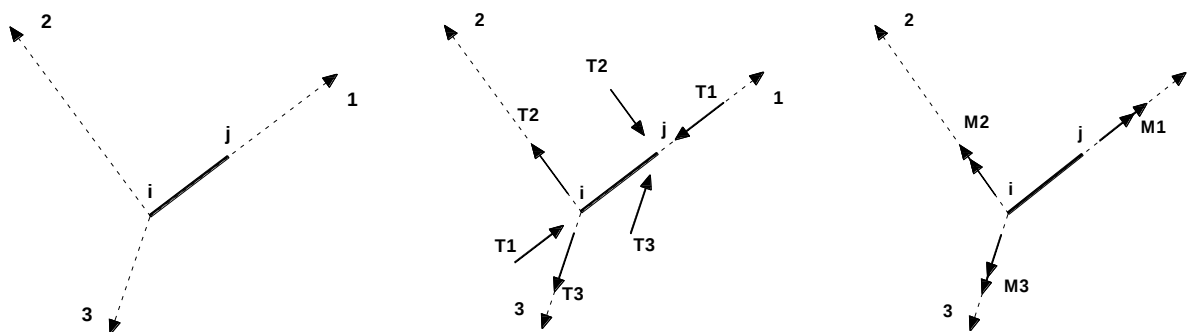
12.3 SISTEMI DI RIFERIMENTO

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).



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.

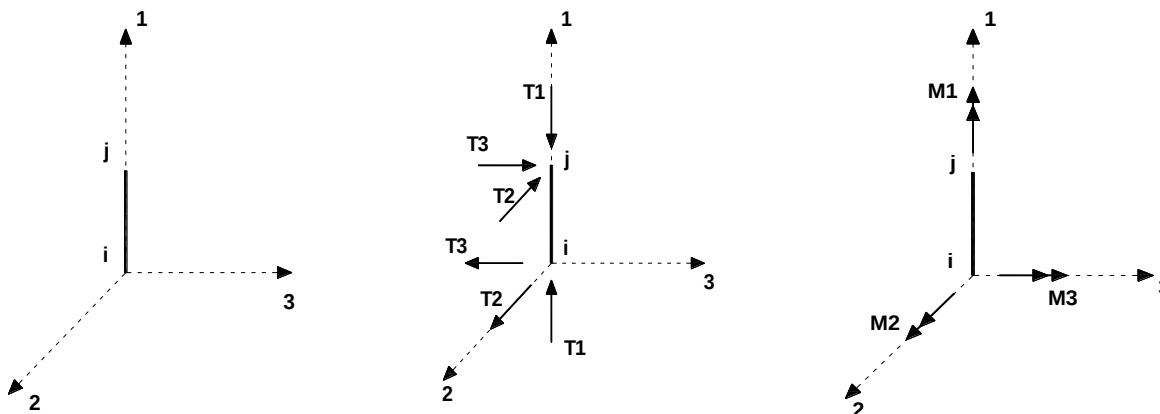
Definiti i e j (nodi iniziale e finale della Trave) viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- 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 taglianti 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 .

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:

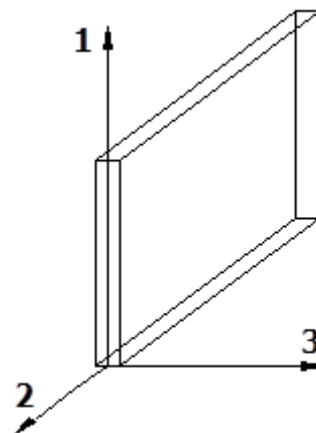
- una forza di trazione o compressione T_1 , agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglianti T_2 e T_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente) M_2 e M_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente) M_1 agente lungo l'asse locale nel piano 1.

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.

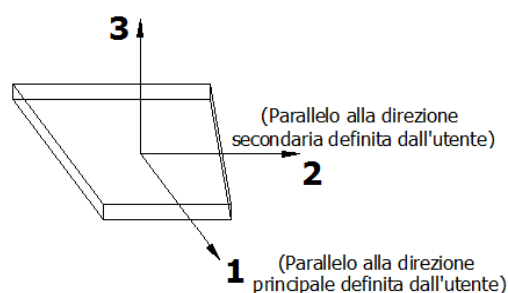
Il software EdiLus provvede ad omogeneizzare tutti i valori riferendoli alla terna 1-2-3. Tale operazione consente, in fase di input, di ridurre al minimo gli errori dovuti alla complessità d'immissione dei dati stessi ed allo stesso tempo di restituire all'utente dei risultati facilmente interpretabili.

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.

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.

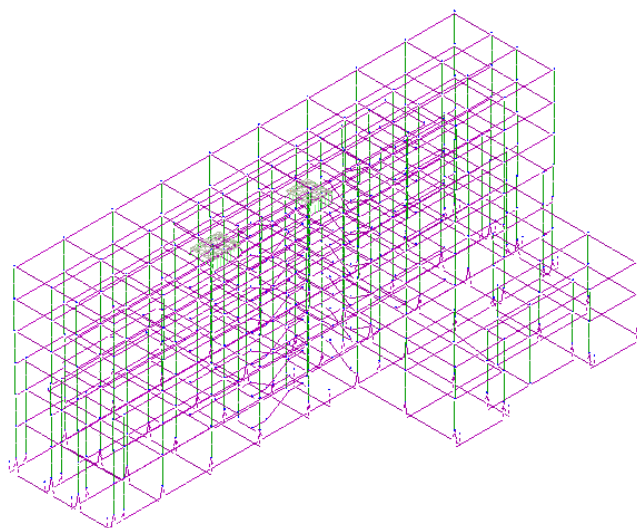


12.4 MODELLO DI CALCOLO

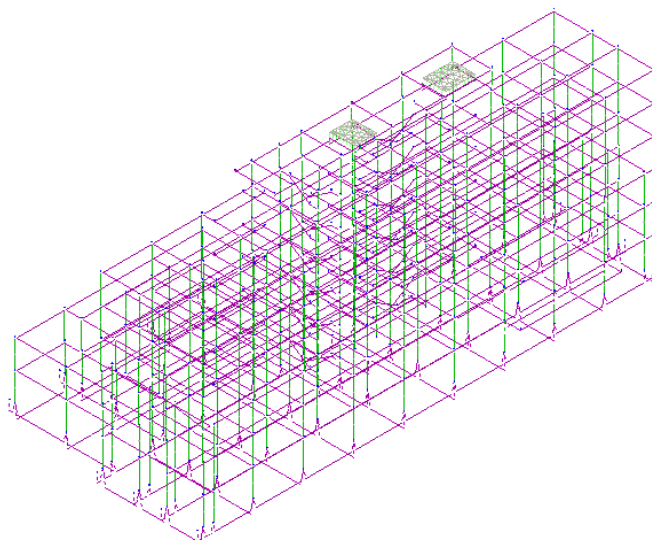
Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche. Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare 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.

12.5 METODO DI ANALISI ADOTTATO E CRITERI DI AMMISSIBILITÀ

12.5.1 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 (**50**) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	98.51
salvaguardia della vita	Y	98.35
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*):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

$$\rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij})^2}$$

$$\beta_{ij} = \frac{T_j}{T_i}$$

dove:

n è il numero di modi di vibrazione considerati;

x 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.

12.6 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

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

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

12.7 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:

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

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

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:

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

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

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

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.

12.8 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.

12.9 PERIODI FONDAMENTALI E MASSE PARTECIPANTI

Direzione	Periodo	Modo di vibrare	Masse partecipanti	Coefficiente di partecipazione
	[s]		[%]	
X	1.107	2	61.95	1'929.76
Y	0.866	1	65.28	1'980.90

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.

12.10 CAPACITÀ – ENTITÀ DELL'AZIONE SISMICA SOSTENIBILE

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile				
SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGA _C	T _{RC}
			[a _g /g]	[anni]
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	0.2079	233
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	0.1390	90
SLV	Carico Limite Terreno	TER	0.6626	>2475
SLV	Flessione o Pressoflessione	CA	0.0157	6
SLV	Taglio	CA	0.0187	7
SLV	Rottura del Nodo	CA	0.0476	18

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	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 $[G_k + \sum_i (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})]$. 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.

12.11 DOMANDA – ENTITÀ DELL'AZIONE SISMICA ATTESA

Domanda - Entità dell'azione sismica attesa		
Stato Limite	PGA _D	T _{RD}
	[a _g /g]	[anni]
SLO	0.0999	45
SLD	0.1283	75
SLV	0.3050	712

SLC	0.3639	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 ($S_s \cdot S_T \cdot a_g / g$).
T_{RD}	Domanda in termini di periodo di ritorno.

12.12 INDICATORI DI RISCHIO SISMICO

Indicatori di rischio sismico		
Stato Limite	$\zeta_E (\alpha_{PGA})$	α_{TR}
SLO	1.391	1.329
SLD	1.620	1.592
SLV	0.052	0.141

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.
$\zeta_E (\alpha_{PGA})$	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_E: 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.

13 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.

13.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

13.1.1 Elementi in cemento armato

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.

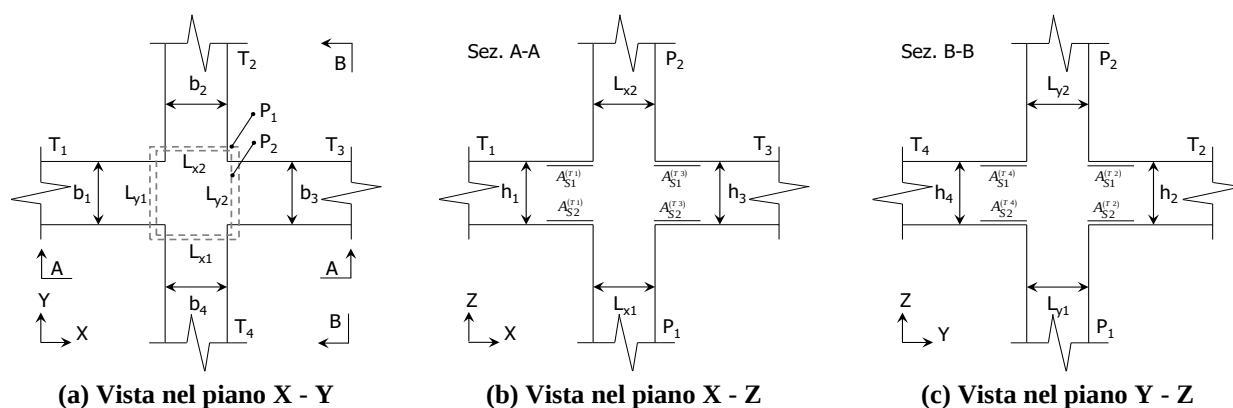
Sempre quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per le travi verificate/semiprogettate a pressoflessione retta:

- 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.
- 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.

13.1.2 Verifiche 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:

$$\min\{b_1, b_3\} \geq \frac{3}{4} \max\{L_{y1}, L_{y2}\} \quad \min\{h_1, h_3\} \geq \frac{3}{4} \max\{h_1, h_3\}$$

$$\min\{b_2, b_4\} \geq \frac{3}{4} \max\{L_{x1}, L_{x2}\} \quad \min\{h_2, h_4\} \geq \frac{3}{4} \max\{h_2, h_4\}$$

- **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:

$$\begin{aligned} V_C^{(P_{2,i})} &= V_C^{(P_{2,x})} & i = 1, 3 \\ V_C^{(P_{2,i})} &= V_C^{(P_{2,y})} & i = 2, 4 \end{aligned}$$

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:

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

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

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

$\nu_d = \frac{N_{Ed}^{(P_2)}}{L_{x2} L_{y2} f_{cd}}$ 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):

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

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:

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

$v_d^{[NE]} = \frac{N_{Ed}^{(P_1)}}{L_{x1} L_{y1} f_{cd}}$ 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.

13.1.3 Elementi in cemento armato esistenti (criteri e interventi)

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.

13.1.4 Fondazioni superficiali

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

13.2 VERIFICHE SLD

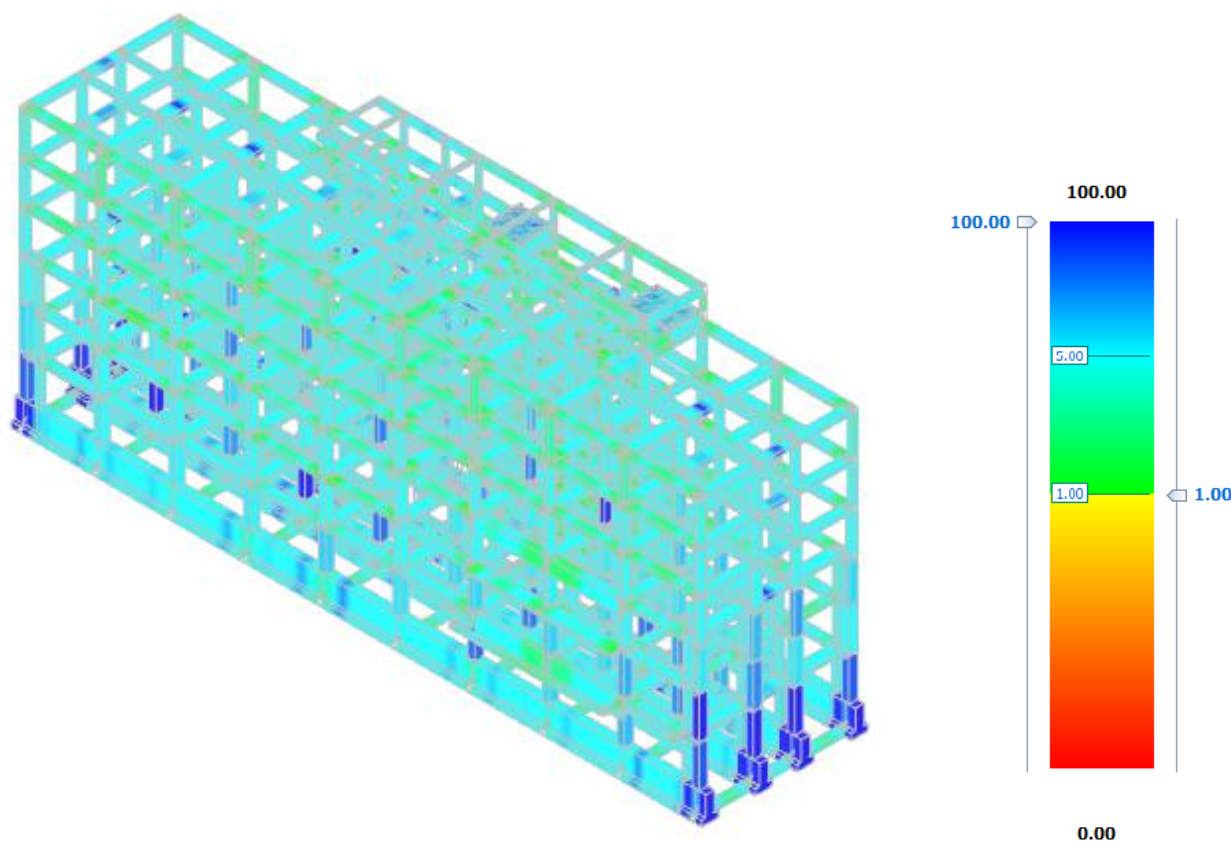
Essendo la struttura di **Classe 3** sono state condotte le Verifiche allo Stato Limite di Danno come indicato al par. 7.3.6.1 del D.M. 2018, assumendo fattori parziali dei materiali γ_m pari a 1.

14 VALUTAZIONE IDONEITÀ STATICA

14.1 IDONEITÀ STATICA

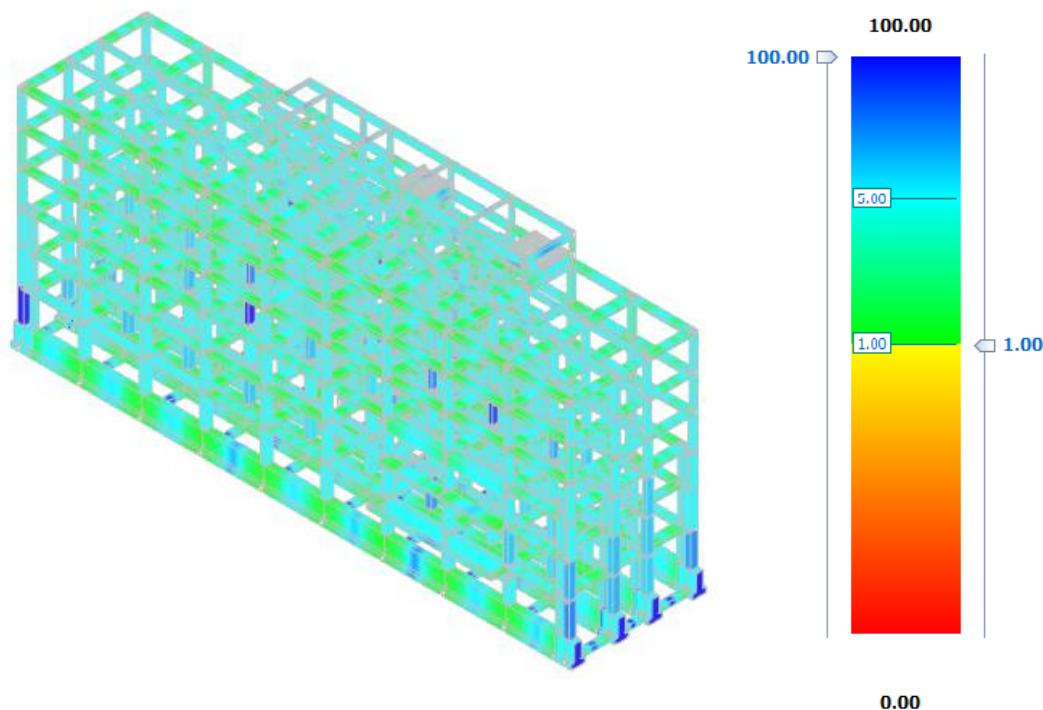
La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti sono state eseguite con riferimento ai soli SLU, come riportato al paragrafo 8.8 delle NTC 2018 (DM Infrastrutture 17 gennaio 2018). Per ciò che concerne i dati numerici di input e di output uscenti dal programma di calcolo e le verifiche strutturali, si rimanda all'allegato "Tabulati di calcolo idoneità statica" costituente parte integrante della presente relazione. Gli elementi strutturali sono stati verificati a carichi verticali allo Stato Limite Ultimo per flessione, taglio. Gli elementi con coefficienti di sicurezza maggiori dell'unità risultano essere verificati. Si riportano di seguito in scala cromatica i coefficienti di sicurezza per gli elementi:

Coefficienti di sicurezza allo SLU per Flessione



Per Flessione il coefficiente di sicurezza minimo risulta essere 1.00 per cui la struttura risulta essere verificata.

Coefficienti di sicurezza allo SLU per Taglio

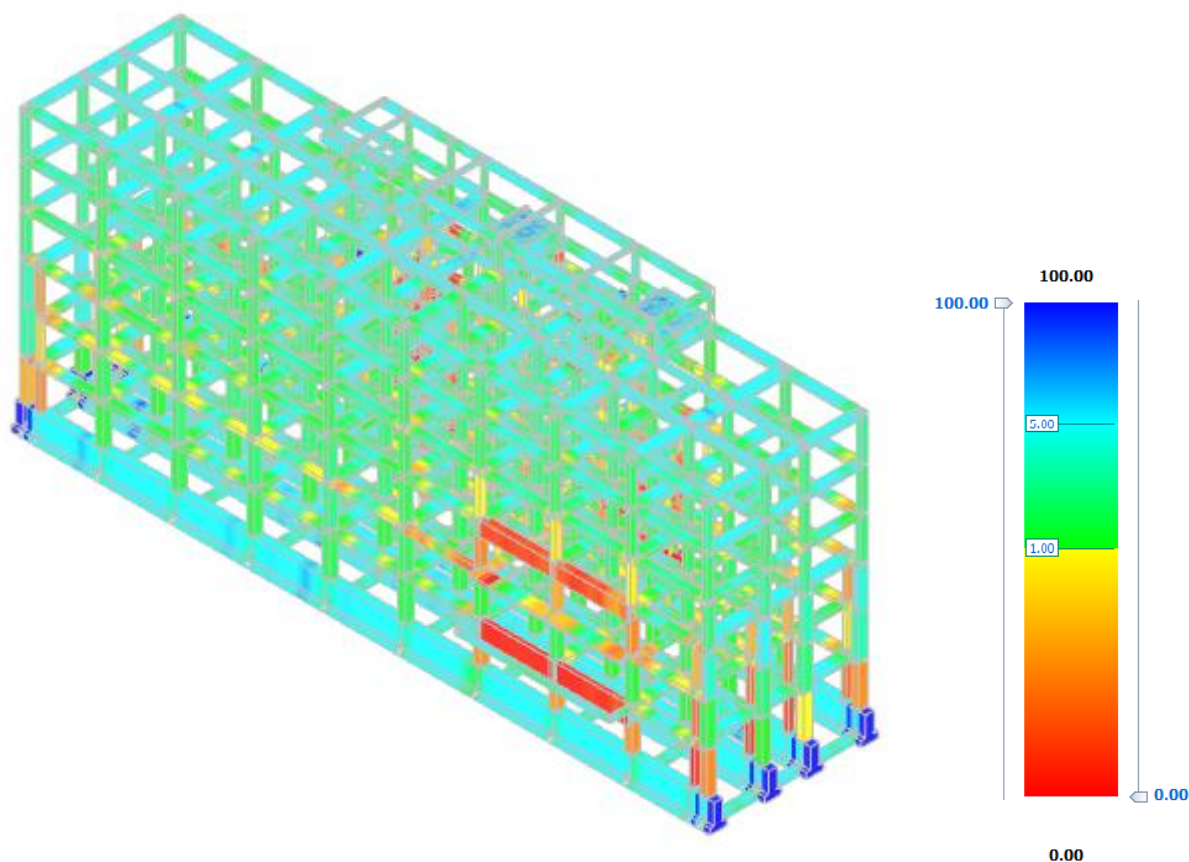


Per Taglio il coefficiente di sicurezza minimo risulta essere 1.00 per cui la struttura risulta essere verificata.

14.2 VULNERABILITÀ SISMICA

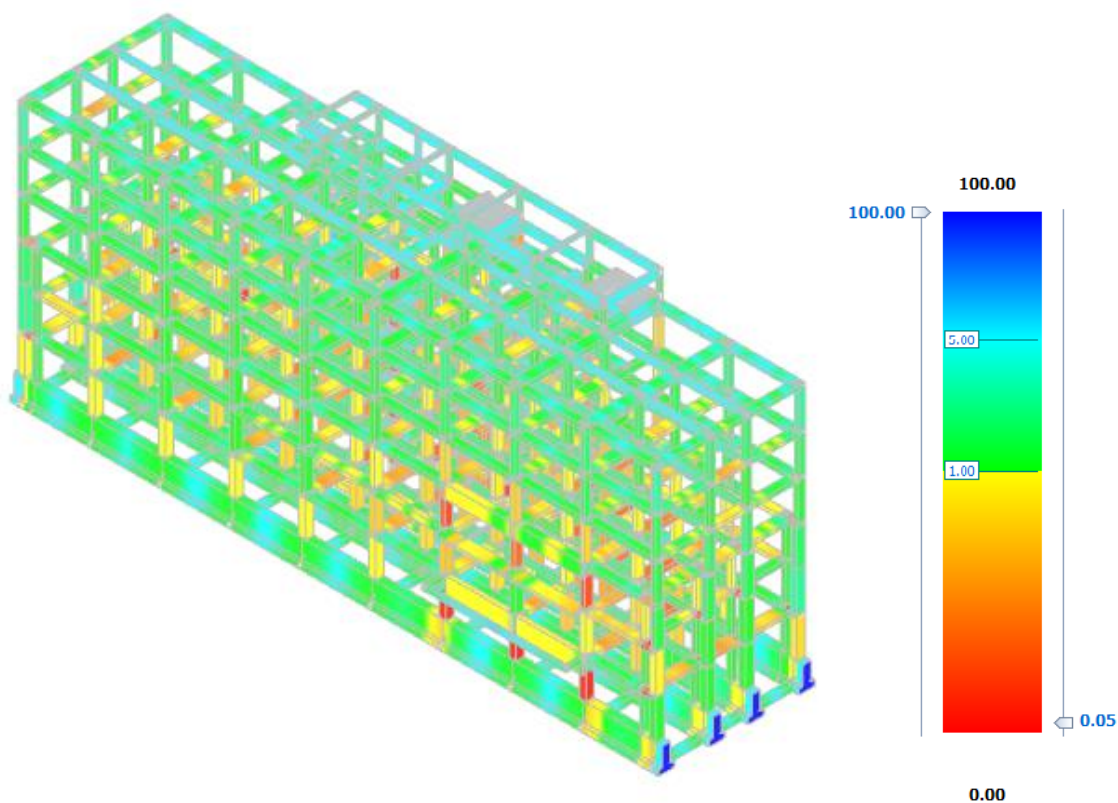
La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti sono state eseguite con riferimento ai soli SLU, come riportato al paragrafo 8.8 delle NTC 2018 (DM Infrastrutture 17 gennaio 2018). Per ciò che concerne i dati numerici di input e di output uscenti dal programma di calcolo e le verifiche strutturali, si rimanda all'allegato "Tabulati di calcolo idoneità sismica" costituente parte integrante della presente relazione. Gli elementi strutturali sono stati verificati a carichi verticali allo Stato Limite Ultimo per flessione, taglio. Gli elementi con coefficienti di sicurezza maggiori dell'unità risultano essere verificati. Si riportano di seguito in scala cromatica i coefficienti di sicurezza per gli elementi:

Coefficienti di sicurezza allo SLU per Flessione



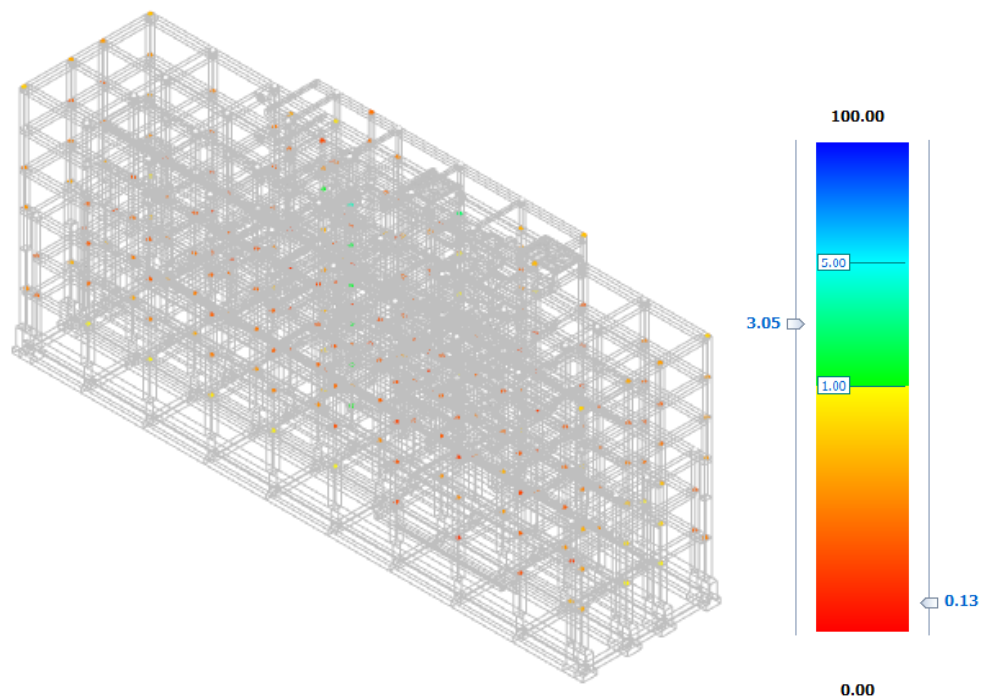
Per Flessione il coefficiente di sicurezza minimo risulta essere 0.00 per cui la struttura NON risulta essere verificata.

Coefficienti di sicurezza allo SLU per Taglio



Per Taglio il coefficiente di sicurezza minimo risulta essere 0.05 per cui la struttura NON risulta essere verificata.

Coefficienti di sicurezza allo SLU per Confinamento dei nodi



Per Confinamento dei nodi il coefficiente di sicurezza minimo risulta essere 0.13 per cui la struttura NON risulta essere verificata.

15 CLASSIFICAZIONE DEL RISCHIO SISMICO

Il presente elaborato riporta i risultati ottenuti per la classificazione del rischio sismico della costruzione secondo le “Linee Guida per la Classificazione del Rischio Sismico delle Costruzioni” approvate con D.M. n. 58 del 28/02/2017.

Come previsto dalle suddette linee guida, la classificazione sismica è stata effettuata adottando il **metodo convenzionale**, per il quale sono previste otto Classi di Rischio, con rischio crescente da A⁺ a G.

Il metodo convenzionale consente di assegnare una classe di rischio (da A⁺ a G) pari alla minima tra due classi di rischio distinte e funzione di due parametri:

- l’Indice di Sicurezza (**IS-V**);
- la Perdita Annuale Media attesa (**PAM**).

L’Indice di Sicurezza è un parametro di sicurezza strutturale (noto anche come Indice di Rischio), dato da:

$$IS - V = \frac{PGA_c(SLV)}{PGA_d(SLV)};$$

dove:

$PGA_c(SLV)$ e $PGA_d(SLV)$ sono, rispettivamente, le accelerazioni di picco al suolo di *capacità* e di *domanda* corrispondenti al raggiungimento dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

Per la struttura in oggetto, dall’analisi si ottiene:

$PGA_c(SLV)$	$PGA_d(SLV)$	IS-V
0.0157	0.3050	5.16

In base al valore di IS-V è stato possibile assegnare una **classe di rischio** pari a **F** (cfr. Tabella 1).

Tabella 1 - Attribuzione della Classe di Rischio IS-V in funzione dell’entità dell’Indice di Sicurezza.

Indice di Sicurezza (IS-V)	Classe IS-V
100 % < IS-V	A ⁺ _{IS-V}
80 % < IS-V ≤ 100 %	A _{IS-V}
60 % < IS-V ≤ 80 %	B _{IS-V}
45 % < IS-V ≤ 60 %	C _{IS-V}
30 % < IS-V ≤ 45 %	D _{IS-V}
15 % < IS-V ≤ 30 %	E _{IS-V}
IS-V ≤ 15 %	F _{IS-V}

Il PAM è un parametro di tipo economico che dipende dai costi di ricostruzione (CR) associati a ciascuno stato limite. L’indice PAM è pari all’area sottesa alla curva delle percentuali dei costi di

ricostruzione in funzione delle frequenze corrispondenti ad ogni stato limite. Vengono definiti gli stati limite indicati nella Tabella 2, con i corrispondenti costi di ricostruzione (CR).

Tabella 2 - Percentuale del costo di ricostruzione (CR), associata al raggiungimento di ciascuno stato limite.

Stato Limite		CR [%]
Stato Limite di Ricostruzione	SLR	100
Stato Limite di Collasso	SLC	80
Stato Limite di Salvaguardia della Vita	SLV	50
Stato Limite di Danno	SLD	15
Stato Limite di Operatività	SLO	7
Stato Limite di Inizio Danno	SLID	0

Per la determinazione del PAM si percorrono i seguenti passi:

- 1) analisi della struttura e determinazione delle accelerazioni di picco al suolo di capacità e di domanda corrispondenti agli stati limite di salvaguardia della vita [$PGA_C(SLV)$ e $PGA_C(SLD)$] e di danno [$PGA_D(SLV)$ e $PGA_D(SLD)$]:

Stato Limite	PGA_C [a_g/g]	PGA_D [a_g/g]
SLV	0.0157	0.3050
SLD	0.2079	0.1283

- 2) calcolo dei periodi (T_{rc}) di ritorno associati a $PGA_C(SLV)$ e $PGA_C(SLD)$ utilizzando la relazione:

$$\max \left[T_{RD}(SLV) \cdot \left(\frac{PGA_C(SLV)}{PGA_D(SLV)} \right)^\eta ; 10 \text{ anni} \right] \quad \left| \quad \min \left[T_{RD}(SLD) \cdot \left(\frac{PGA_C(SLD)}{PGA_D(SLD)} \right)^\eta ; T_{RC}(SLV) \right] \geq 10 \text{ anni} \right.$$

dove:

$$\begin{array}{lll} \eta = 1/0,490 & \text{se} & a_g > 0,25g \\ \eta = 1/0,430 & \text{se} & 0,15g < a_g \leq 0,25g \\ \eta = 1/0,356 & \text{se} & 0,05g < a_g \leq 0,15g \\ \eta = 1/0,340 & \text{se} & a_g \leq 0,05g \end{array}$$

- 3) calcolo delle frequenze medie annue per ognuno dei seguenti stati limite:

$\lambda(SLID)$	$\lambda(SLO)$	$\lambda(SLD)$	$\lambda(SLV)$	$\lambda(SLC)$	$\lambda(SLR)$
0,1	$\min[1,67 \cdot \lambda(SLD); 0,1]$	$1/T_{rc}(SLD)$	$1/T_{rc}(SLV)$	$0,49 \cdot \lambda(SLV)$	$\lambda(SLC)$

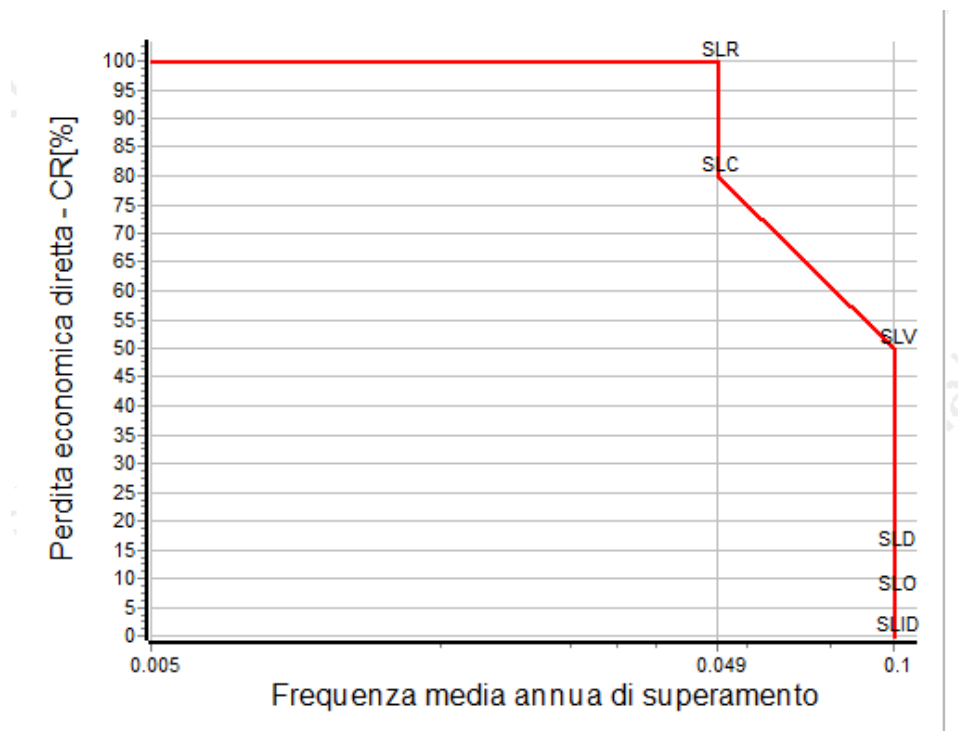
Nel seguito sono riportati i risultati del calcolo dei periodi e delle frequenze.

Stato Limite	SL	T_{rc} [anni]	λ [anni] ⁻¹	CR [%]
Stato Limite di Ricostruzione	SLR	20	0.049000	100
Stato Limite di Collasso	SLC	20	0.049000	80
Stato Limite di Salvaguardia della Vita	SLV	10	0.100000	50
Stato Limite di Danno	SLD	10	0.100000	15

Stato Limite di Operatività	SLO	10	0.100000	7
Stato Limite di Inizio Danno	SLID	10	0.100000	0

4) calcolo del PAM:

$$PAM = \frac{1}{2} \sum_{i=2}^5 \left([\lambda(SL_{i-1}) - \lambda(SL_i)] [CR_{\%}(SL_{i-1}) + CR_{\%}(SL_i)] \right) + \lambda(SLC) CR_{\%}(SLR)$$



La classe di rischio associata al PAM viene determinata sulla base della seguente Tabella 3.

Tabella 3 - Attribuzione della Classe di Rischio PAM in funzione dell'entità delle perdite medie annue attese.

Perdita Media Annua attesa (PAM)	Classe PAM
$PAM \leq 0,5 \%$	A_{PAM}^+
$0,5 \% < PAM \leq 1,0 \%$	A_{PAM}
$1,0 \% < PAM \leq 1,5 \%$	B_{PAM}
$1,5 \% < PAM \leq 2,5 \%$	C_{PAM}
$2,5 \% < PAM \leq 3,5 \%$	D_{PAM}
$3,5 \% < PAM \leq 4,5 \%$	E_{PAM}
$4,5 \% < PAM \leq 7,5 \%$	F_{PAM}
$7,5 \% < PAM$	G_{PAM}

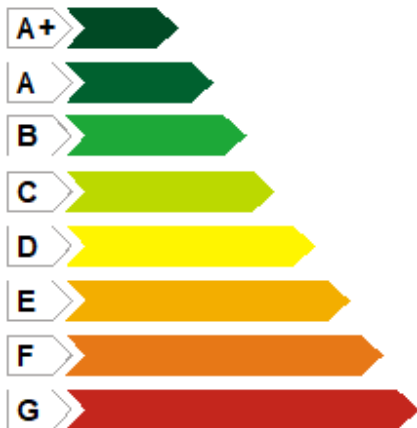
Per la struttura in oggetto, dall'analisi si ottiene:

PAM	Classe PAM
8.22	G

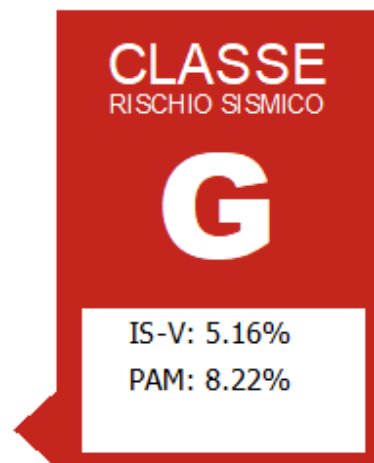
In definitiva, la classe di rischio sismico (CRS) risultante della struttura sarà la minima tra la *classe IS-V* e la *classe PAM*:

Classe IS-V	Classe PAM	CRS
F	G	G

Minor rischio sismico



Maggior rischio sismico



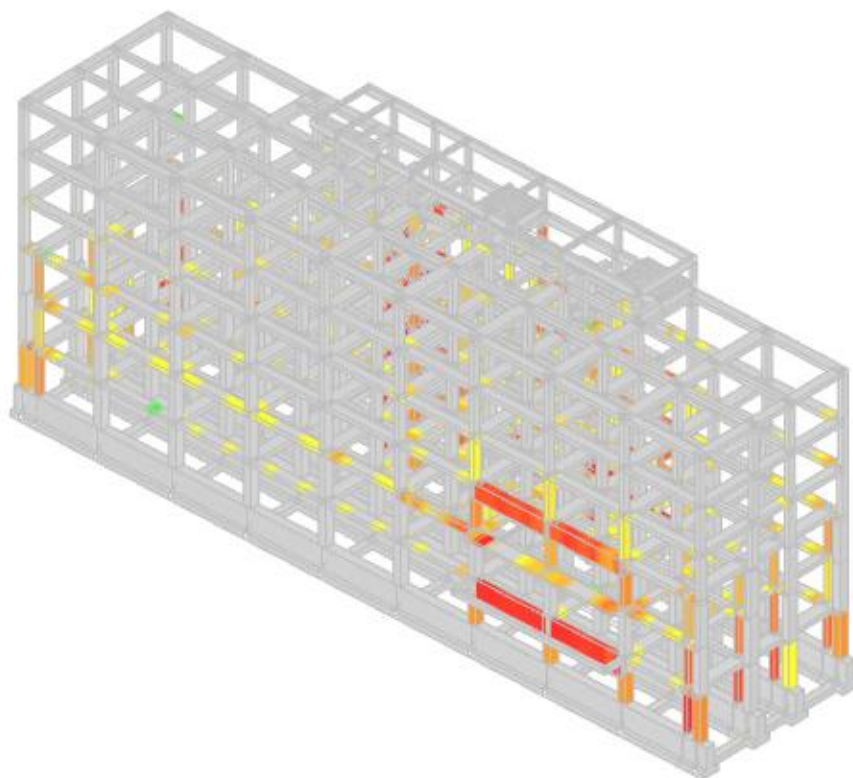
16 ANALISI CRITICA DEI RISULTATI E CONCLUSIONI SULLO STATO DI FATTO

A seguito delle analisi e delle verifiche effettuate dunque, **la classe di rischio sismico (CRS) della struttura risulta essere la classe G.**

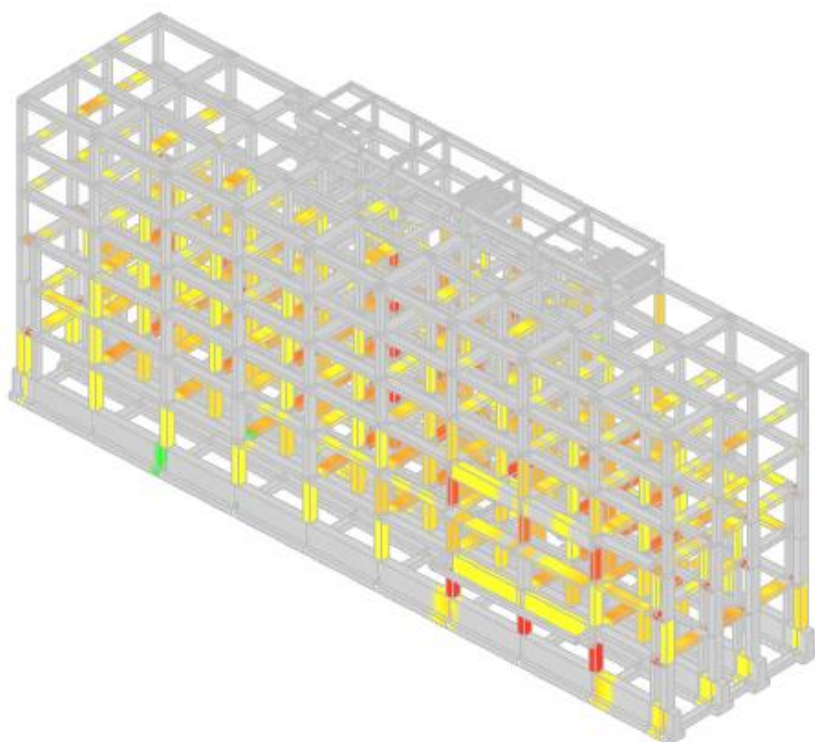
Allo stato attuale, la struttura risulta non verificata agli Stati Limite poiché alcuni elementi presentano crisi a flessione e taglio. La struttura risulta essere pertanto non idonea a sopportare le azioni sismiche calcolate come prescritto dalla normativa vigente e pertanto **e non adeguata** secondo i dettami del D.M. 17 gennaio 2018.

Gli elementi non verificati sono evidenziati nelle figure seguenti, nelle quali è riportata la motivazione della crisi.

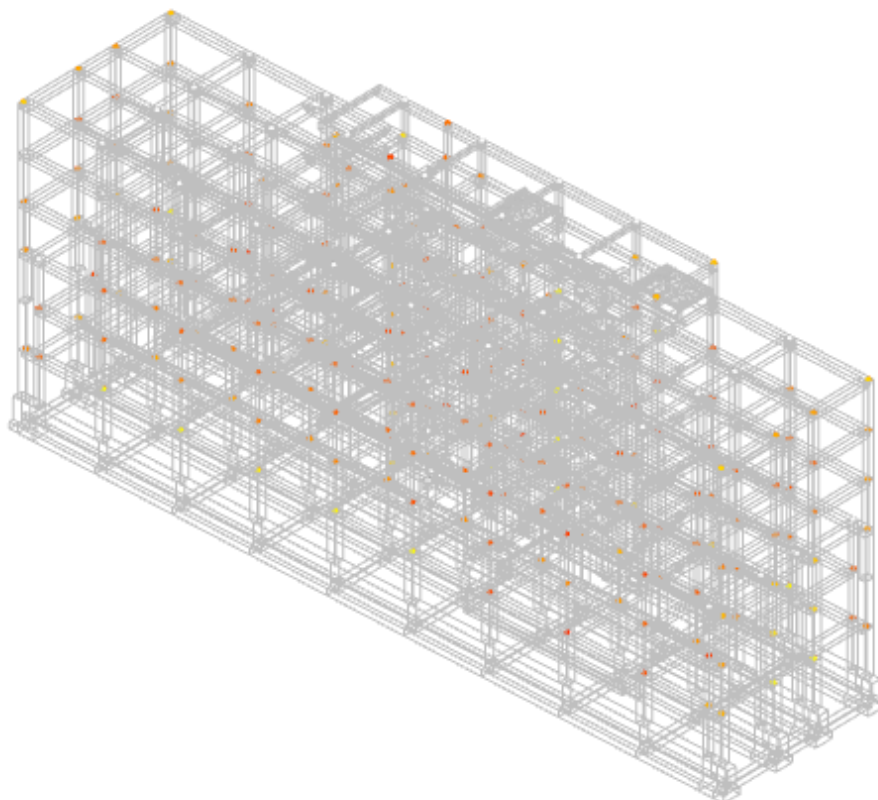
Elementi non Verificati a Flessione SLU



Elementi non Verificati a Taglio SLU

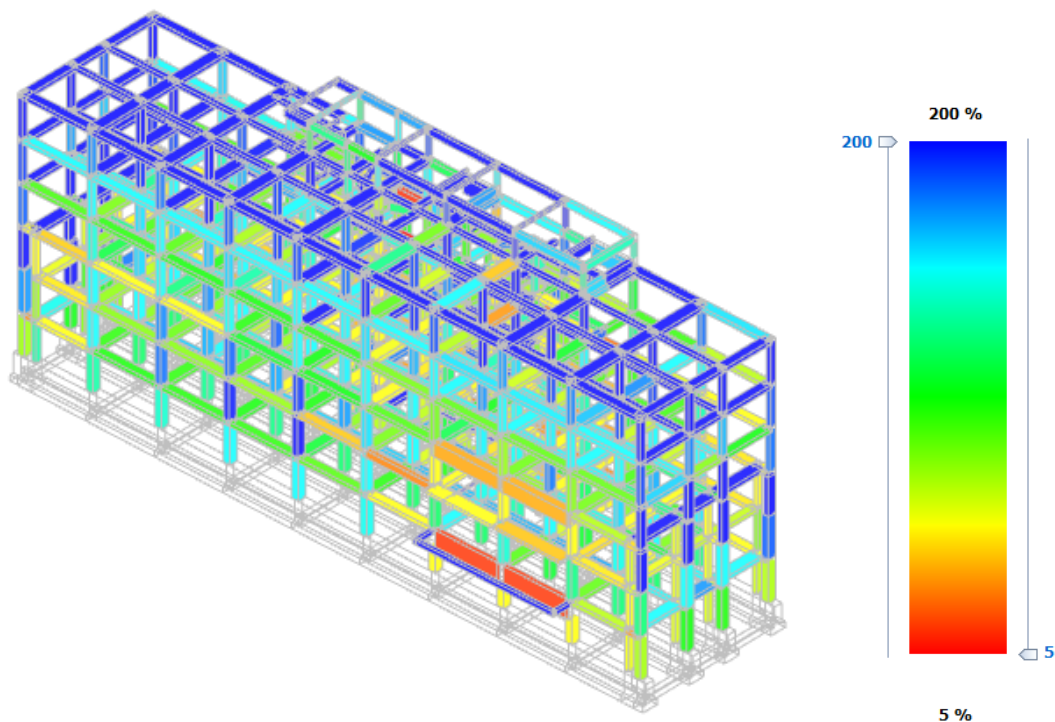


Confinamento dei Nodi non verificati

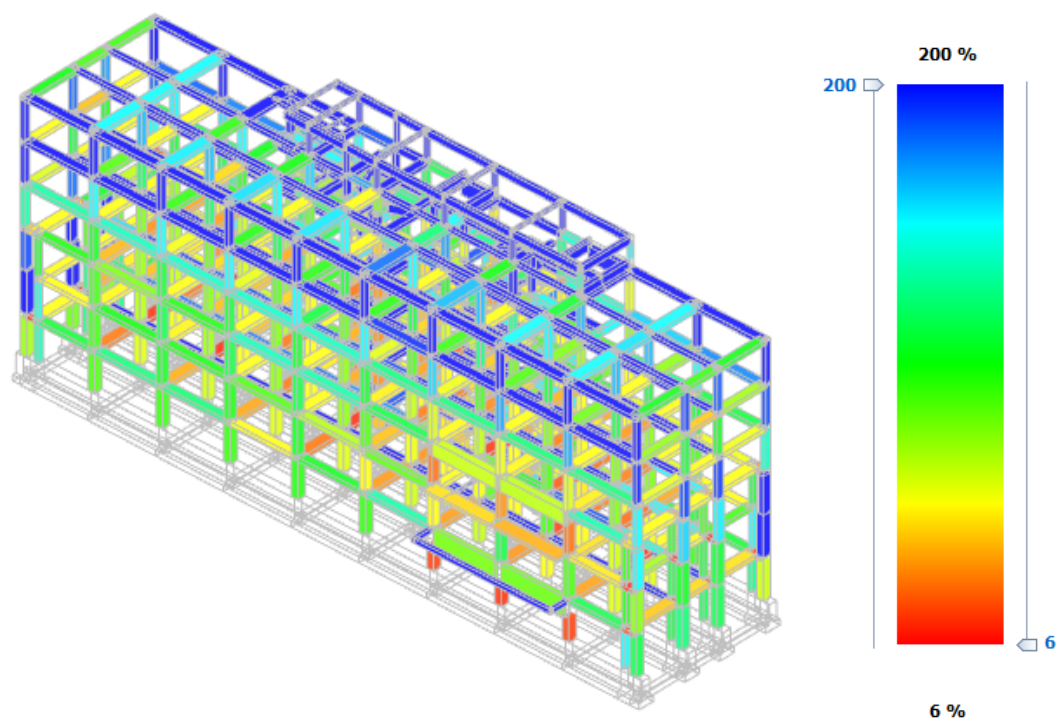


Di seguito sono invece riportati i valori di PGA capace per i diversi meccanismi di collasso, espressa in termini percentuali della PGA richiesta allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:

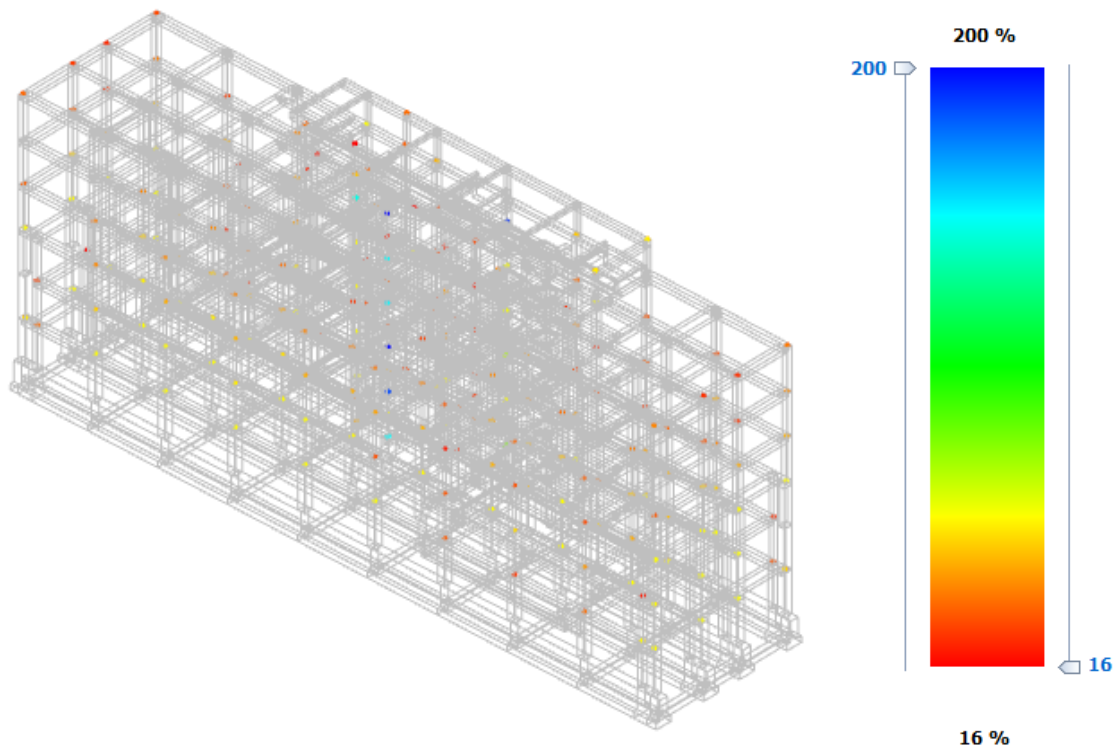
ACCELERAZIONE DI COLLASSO CAPACE PER FLESSIONE



ACCELERAZIONE DI COLLASSO CAPACE PER TAGLIO



ACCELERAZIONE DI COLLASSO CAPACE PER ROTTURA DEI NODI



Come è possibile osservare dalle figure sopra riportate, l'accelerazione di collasso capace della struttura allo SLV è pari al 5.16%

In merito ai coefficienti di sicurezza sopra evidenziati, è bene sottolineare che le tipologie di crisi di cui sopra sono imputabili a diverse carenze strutturali:

- scarse proprietà meccaniche del conglomerato cementizio;
- spessore degli elementi strutturali
- dimensionamento armatura.

17 CONCLUSIONI

Le verifiche eseguite in merito alla stabilità globale e locale del manufatto esistente hanno dato esito negativo per forze sismiche nel rispetto dei D.M. Min. LL. PP. 17 gennaio 2018, e dunque sismicamente non adeguata alle normative tecniche vigenti per tutti gli stati limite di interesse.