



**Politecnico  
di Torino**

**POLITECNICO DI TORINO**

**CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE  
A.a. 2023/2024**

**Affidabilità sismica di telai in  
calcestruzzo armato**

**Relatore:**

Prof. Paolo Castaldo

**Corelatore:**

PhD Elena Miceli

**Candidato:**

Gabriele Neri

# Sommario

Abstract .....	3
1. Descrizione generale dell'opera .....	5
2. Normative di riferimento .....	5
3. Materiali .....	6
4. Durabilità.....	9
5. Descrizione del sistema strutturale .....	11
6. Azioni agenti .....	12
6.1. Carichi permanenti strutturali .....	12
6.2. Carichi permanenti non strutturali .....	12
6.3. Sovraccarichi .....	13
6.4. Azione del vento (par.3.3 NTC).....	13
6.5. Azione della neve.....	13
6.6. Azione sismica.....	14
7. Combinazioni e verifiche .....	19
7.1. Combinazione SLU .....	19
7.2. Combinazioni SLE .....	20
7.3. Combinazione Sismica .....	21
7.4. Verifiche di limitazione delle tensioni .....	22
7.5. Verifiche di limitazione delle deformazioni.....	22
7.6. Verifiche di fessurazione.....	23
7.7. Verifiche allo SLD degli spostamenti di interpiano .....	23
8. Progettazione della struttura .....	24
8.1. Dettagli costruttivi.....	29
9. Modellazione in STKO .....	34
9.1. Modello di Mander et al. (1984) .....	34
9.2. Introduzione a STKO (Scientific ToolKit for OpenSees) .....	42
9.3. Costruzione del modello .....	44
9.4. Definizione della mesh e delle analisi svolte .....	51
10. Campionamento parametri .....	54

10.1. Latin Hypercube.....	56
11. Verifiche a taglio.....	58
12. Curve IDAs .....	61
13. Affidabilità sismica .....	65
13.1. Rischio sismico.....	66
13.2. Definizione curve di fragilità .....	67
13.3. Pericolosità sismica .....	71
13.4. Curve di affidabilità.....	72
14. Conclusioni .....	77
Bibliografia.....	79

# Abstract

Questo elaborato di tesi è incentrato sullo studio degli effetti del confinamento del calcestruzzo nella progettazione sismica di telai in calcestruzzo armato. Le normative attuali si basano sui principi della progettazione in capacità, si tiene in conto di alcune fonti di sovrarresistenza. In particolare, sia a livello globale che strutturale la sovrarresistenza è assicurata assumendo una risposta duttile degli elementi e progettando elementi forti in modo tale da impedirne il collasso ed elementi deboli che devono snervarsi per primi (principio dei pilastri-forti e travi-deboli). Inoltre, deve essere rispettata la gerarchia tra il comportamento flessionale e il comportamento a taglio, per raggiungere un certo livello di duttilità della struttura. Per raggiungere ciò, le resistenze a flessione vengono incrementate per mezzo di un coefficiente  $\gamma_{Rd}$ , detto fattore di sovrarresistenza, che varia in funzione della tipologia di elemento strutturale. Tuttavia, la calibrazione di questi fattori deriva soprattutto dal comportamento inelastico delle barre d'acciaio piuttosto che dalle proprietà non lineari del calcestruzzo. Infatti, la presenza di staffe insieme con lo stato di compressione dell'elemento ha conseguenze positive per il calcestruzzo durante gli eventi sismici, garantendo un incremento di prestazioni sia in termini di resistenza che di duttilità. L'obiettivo di questo elaborato è di valutare la prestazione sismica di diversi telai realizzati in calcestruzzo armato e situati a L'Aquila, assumendo una classe di duttilità alta. Le incertezze sia nelle caratteristiche dell'acciaio (resistenza a snervamento, resistenza ultima, modulo elastico e deformazione ultima) che del calcestruzzo (resistenza a compressione) vengono considerate tramite il campionamento delle loro proprietà meccaniche e usando la tecnica "Latin Hypercube Sampling", considerando 30 campionamenti. Gli effetti del confinamento vengono tenuti in conto considerando appropriati modelli presenti in letteratura. Quindi, vengono fatte delle analisi dinamiche incrementalì (IDAs) in ogni telaio per tutte e trenta le proprietà dei materiali campionati e considerando 30 diversi input sismici. Le IDAs vengono fatte mediante STKO, un software basato sulla modellazione a fibre, scegliendo come intensity measure (IM) l'accelerazione elastica spettrale, e scalando i trenta sismi in accordo con la pericolosità sismica del sito. Gli Engineering Demanding Parameters (EDPs) sono gli spostamenti di interpiano, per definire la fragilità sismica in accordo con i diversi stati limite. Infine, si è calcolato l'integrale di convoluzione tra la curva di fragilità sismica e

la curva di pericolosità sismica (definita per il sito in cui è ubicata la struttura) per ciascuno dei telai, al fine di valutarne l'affidabilità sismica in accordo all'approccio Performance Based Earthquake Engineering (PBEE). Tale approccio consiste nel confronto tra la curva di "Performance Objective"(PO) e le curve di "Structural Performance". Nel dettaglio, la curva structural performance objective è definita da appropriate soglie di stato limite (LS) in termini di spostamenti di interpiano per ciascuno dei quattro stati limite (Fully Operational LS, Operational LS, Life Safety LS and Near Collapse LS). La curva di structural performance riguarda le probabilità eccedenti gli stati limite (LSs) entro la durata di riferimento di cinquant'anni. I risultati hanno mostrato l'importanza di tenere conto degli effetti di confinamento nella progettazione sismica.

# 1. Descrizione generale dell'opera

L'opera oggetto di studio è un edificio di civile abitazione, ubicato presso l'Aquila, caratterizzata da un territorio con sismicità medio-alta. L'edificio è composto da quattro telai per ogni direzione, ciascun telaio ha tre piani e tre campate.

La copertura è stata pensata come piana, il solaio corrispondente è stato progettato come accessibile al solo personale addetto alla manutenzione. I solai restanti sono stati realizzati in latero-cemento.

## 2. Normative di riferimento

Per quanto concerne la progettazione si è fatto riferimento alle seguenti:

- Norme tecniche per le costruzioni (NTC2018), approvate con decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- Circolare 21 gennaio 2019: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- Eurocodice 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.

### 3. Materiali

Per il calcestruzzo e l'acciaio si sono adottati dei modelli costitutivi elastici, le cui caratteristiche sono calcolate per mezzo delle formulazioni indicate nelle NTC2018 al § 4.1.2.1.1 e § 4.1.2.1.1.3 rispettivamente. La classe di resistenza di calcestruzzo scelta è la C25/30, mentre l'acciaio per calcestruzzo armato è la tipologia B450C (§ 4.1.2.1.1.3 e § 11.3.2.1). Il valore di calcolo della resistenza a compressione del calcestruzzo in fase di progetto ( $f_{cd}$ ) è calcolato con la seguente:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Dalla formulazione risulta evidente che il valore resistente  $f_{cd}$  sia dipendente da alcune grandezze, quali il coefficiente riduttivo ( $\alpha_{cc}$ ) che è pari a 0.85, il coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo ( $\gamma_c$ ) che è pari a 1.5 e il valore di resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo ( $f_{ck}$ ) presa a 28 giorni. Quest'ultima dipende dalla classe di calcestruzzo adottata, e viene calcolata a partire dalla resistenza cubica del calcestruzzo (corrisponde all'83% della resistenza cubica). La normativa italiana consente in fase di progetto di considerare come valore resistente non quello caratteristico, bensì il valore medio ( $f_{cm}$ ), che viene calcolato con la seguente:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

Il valore della resistenza cilindrica ( $f_{ck}$ ) è espresso in MPa.

In merito alle sollecitazioni di trazione, il calcestruzzo presenta una capacità resistente esigua nei confronti di tali azioni (circa dieci volte più bassa della capacità resistente a compressione). La normativa fornisce indicazioni riguardo la definizione del valore resistente. In particolare, il valore di calcolo della resistenza media a trazione ( $f_{ctm}$ ) viene calcolato con la seguente formulazione:

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}}$$

Il valore resistente  $f_{ctm}$  dipende dalla resistenza cilindrica del calcestruzzo ( $f_{ck}$ ), che in questo caso deve essere espressa in MPa.

Occorre definire poi il modulo di elasticità del calcestruzzo, che in fase di progetto può essere calcolato come segue:

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3}$$

In cui  $f_{cm}$  rappresenta il valore di resistenza media del calcestruzzo, espressa in MPa.

Per quanto concerne l'acciaio, si adotta la tipologia B450C e di seguito si riportano le formulazioni usate per il calcolo delle grandezze di interesse.

Il valore di calcolo della resistenza a snervamento dell'acciaio in fase di progetto ( $f_{yd}$ ) è definito con la seguente:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c}$$

La resistenza a snervamento  $f_{yd}$  risulta dipendere da due grandezze, quali la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio ( $f_{yk}$ ) e il coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio, il cui valore è pari a 1.15. Il modulo di elasticità dell'acciaio ( $E_s$ ) viene assunto pari a 200000 MPa. Si definisce poi il coefficiente di omogenizzazione ( $\alpha_e$ ), dato dal rapporto tra i moduli di elasticità di acciaio e calcestruzzo, pari a 6.35. Occorre precisare che nel corso del tempo le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo tendono a variare. In particolare, il calcestruzzo è soggetto ad alcuni fenomeni reologici quali la viscosità e il ritiro; questi processi determinano una variazione del modulo di elasticità del calcestruzzo a lungo termine, con un conseguente cambiamento del coefficiente di omogenizzazione. Per tenere in considerazione gli effetti differiti a lungo termine nel calcestruzzo, la circolare indica che è possibile assumere un valore del coefficiente di omogenizzazione a lungo termine ( $\alpha_{e,eff}$ ) pari a 15 (§ C4.1.2.2.5). Entrambi i coefficienti di omogenizzazione sono privi di unità di misura. Di seguito si riportano delle tabelle riassuntive contenenti le grandezze sopra citate per calcestruzzo e acciaio:

<b>Calcestruzzo C25/30</b>	$f_{ck}$	$f_{cd}$	$f_{ctm}$	$f_{cm}$	$E_c$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
	25	14.2	2.6	33.0	31476

<b>Acciaio B450C</b>	$f_{yk}$	$f_{yd}$	$E_s$	$\alpha_e$	$\alpha_{e,eff}$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]
	450	391.3	200000	6.35	15

## 4. Durabilità

Un aspetto che richiede particolare attenzione nella fase di progetto è la definizione corretta dei parametri in modo tale da garantire una durabilità appropriata alla struttura. Occorre limitare gli effetti dovuti ai fenomeni di degrado, quali ad esempio l'alternanza di fenomeni gelivi, il degrado per corrosione; tali fenomeni vanno a condizionare quelle che sono le prestazioni e la capacità resistente della struttura di calcestruzzo armato nel suo complesso. Occorre anzitutto definire la classe di esposizione ambientale cui è soggetta la struttura, che dipende dall'aggressività dell'ambiente che la circonda. In particolare, seguendo quanto detto nella normativa italiana si possono avere quattro classi di corrosione per carbonatazione: XC1-XC2-XC3-XC4. Passando dalla prima classe (XC1) all'ultima aumenta l'aggressività dell'ambiente circostante. Per la struttura oggetto di studio si considera la classe XC2. In merito alla classe strutturale, si possono avere sei diverse possibilità: S1-S2-S3-S4-S5-S6. In questo caso si sceglie la classe strutturale S4, corrispondente ad un edificio residenziale la cui vita nominale è di 50 anni. A questo punto si procede con la definizione del copriferro delle sezioni; un quantitativo di copriferro appropriato ha molteplici effetti benefici per una struttura:

- serve a preservare la durabilità di ciascun elemento strutturale, contrastando il fenomeno di corrosione delle barre di armatura;
- impedisce che vi siano fenomeni di scorrimento all'interfaccia acciaio-calcestruzzo, garantendo un'appropriata aderenza;
- garantisce una certa protezione delle barre dal fuoco, preservandone la capacità portante per un lasso di tempo sufficiente all'evacuazione dell'edificio da parte degli utenti.

I valori minimi di copriferro sono funzione del diametro delle armature scelte e della classe di esposizione ambientale. Come indicato nell'eurocodice 2 al § 4.4.1.2, il valore minimo va preso scegliendo il massimo tra alcuni parametri:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\}$$

In cui  $c_{min,b}$  è il valore minimo per garantire aderenza tra le armature di acciaio,  $c_{min,dur}$  è il valore minimo per rispettare le condizioni ambientali,  $\Delta c_{dur,\gamma}$  è un valore aggiuntivo considerato in modo da essere a favore di sicurezza,  $\Delta c_{dur,st}$  è un valore che rappresenta la riduzione del copriferro legata all'uso dell'acciaio inossidabile,  $\Delta c_{dur,add}$  è una diminuzione del copriferro nell'eventuale caso in cui si disponga una protezione aggiuntiva sul calcestruzzo.

I valori minimi dipendenti dalle condizioni ambientali possono essere desunti dalla tabella C4.1.IV fornita dalla Circolare e di seguito riportata:

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
$c_{min}$	$c_o$	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

*Figura 1: tabella con i valori minimi di copriferro.*

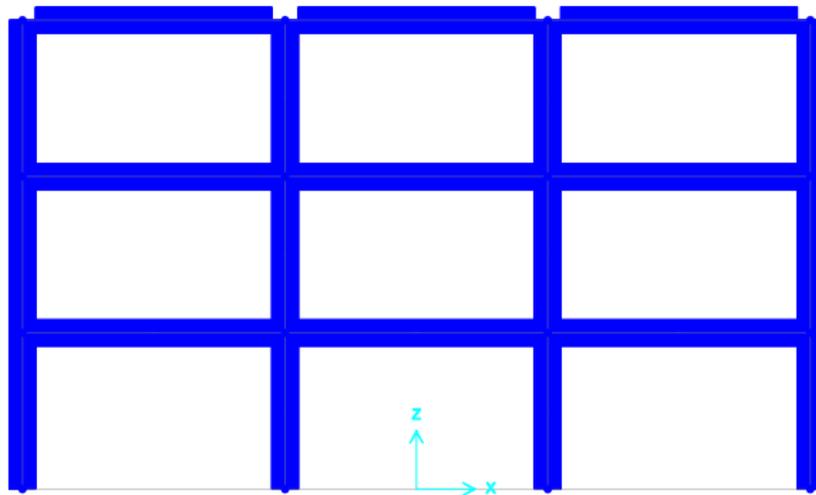
Nella tabella si indica con C la classe di calcestruzzo adottata. Per una classe di calcestruzzo C25/30 come quella scelta in questo elaborato il copriferro minimo deve essere pari a 25 mm. Noto il valore minimo, è possibile calcolare il valore nominale del copriferro con la formula fornita dall'eurocodice 2 al § 4.4.1.1 e di seguito riportata:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

In cui  $c_{min}$  rappresenta il valore minimo di copriferro definito precedentemente tramite la tabella della circolare e  $\Delta c_{dev}$  rappresenta una tolleranza dimensionale che nel caso di calcestruzzi gettati in opera si assume essere compresa in un intervallo tra 5 mm e 10 mm. In seguito a tutte le precedenti considerazioni, si adotta per questo caso studio un copriferro nominale di 30 mm, ottenuto tramite somma del valore minimo assunto e della tolleranza dimensionale.

## 5. Descrizione del sistema strutturale

I telai bidimensionali costituenti l'edificio sono stati realizzati in calcestruzzo armato e risultano essere tra loro ortogonali. Ciascun telaio è composto da travi e pilastri come elementi portanti della struttura, la cui sezione rettangolare risulta essere rispettivamente di 30 x 50 cm e 50 x 50 cm. Ciascun telaio è costituito da tre piani e tre campate, l'altezza di interpiano è di 3 m, la luce di ogni campata e l'interasse tra ogni telaio è di 5 m. Per lo studio si è preso in considerazione un solo telaio 2D, si è scelto un telaio interno perché le sollecitazioni agenti su di esso risultano essere maggiori rispetto a quelle agenti su un telaio esterno. Di seguito si riporta un'immagine del telaio studiato:



*Figura 2: rappresentazione del telaio interno oggetto di studio.*

## 6. Azioni agenti

Per il calcolo delle azioni agenti sulla struttura si è fatto riferimento a quanto indicato dalla Normativa Italiana NTC2018 in merito alle costruzioni civili.

### 6.1. Carichi permanenti strutturali

Occorre fare una distinzione tra telaio e solai, in particolare:

- Telaio: gli elementi costituenti sono realizzati in calcestruzzo armato;
- Solai: i solai sono stati realizzati in latero-cemento. Come riferimento si è definito un pacchetto strutturale lungo 1 m, ciascun pacchetto è composto da travetti in calcestruzzo armato con interasse 50 cm, pignatte come elementi di alleggerimento, una soletta collaborante in calcestruzzo armato.

### 6.2. Carichi permanenti non strutturali

Distinguiamo tra solaio di interpiano e solaio di copertura, poiché i pacchetti strutturali risultano essere diversi.

- Solaio di interpiano: composto da pavimentazione, massetto, strato di isolamento acustico, e infine uno strato di intonaco interno;
- Solaio di copertura: è stata realizzata una copertura piana, accessibile per sola manutenzione. Gli elementi costituenti sono uno strato di intonaco interno, barriera al vapore, strato isolante, massetto, e uno strato di impermeabilizzazione autoprotetta;
- Tamponature interne: il peso viene considerato uniformemente distribuito sul solaio;

- Tamponature esterne: Occorre considerare la presenza delle forature, che hanno un'incidenza del 15% sul peso totale.

### **6.3. Sovraccarichi**

Occorre distinguere in funzione della destinazione d'uso. Nel caso in esame avremo:

- Carico per ambienti ad uso residenziale: si considera un carico per unità di superficie di 2 kN/m<sup>2</sup>, uniformemente distribuito sui primi due piani;
- Carico applicato in copertura: si considera un carico per unità di superficie di 0.5 kN/m<sup>2</sup> poiché la copertura è accessibile solo al personale addetto alla manutenzione. Il carico lo si assume come uniformemente distribuito sull'ultimo piano.

### **6.4. Azione del vento**

Per il calcolo dell'azione dovuta al vento si fa riferimento a quanto indicato dalla normativa italiana al § 3.3. Occorre definire la pressione del vento (p) che risulta dipendere dalla pressione cinetica di riferimento e da alcuni coefficienti. Viene calcolata con la formulazione fornita dalla normativa italiana:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

In cui  $q_r$  rappresenta la pressione cinetica di riferimento descritta in dettaglio al § 3.3.6, e poi una serie di coefficienti che sono rispettivamente: il coefficiente di esposizione (§ 3.3.7), il coefficiente di pressione (§ 3.3.8) e il coefficiente dinamico (§ 3.3.9). In questo caso studio si è trascurata la presenza di vento in copertura.

### **6.5. Azione della neve**

Per il calcolo del carico neve si è fatto riferimento alle indicazioni contenute nel § 3.4. delle NTC2018. Si è anzitutto individuata la zonazione pertinente per il caso di studio:

L'Aquila risulta essere in zona 2, ad un'altezza di 714 m s.l.m. La formulazione usata per valutare l'azione della neve ( $q_s$ ) è la seguente:

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

In cui  $q_{sk}$  è definito come valore di riferimento della neve in corrispondenza del suolo (§ 3.4.2),  $\mu_i$  è un coefficiente che tiene in conto della forma della copertura (§ 3.4.3),  $C_e$  è il coefficiente di esposizione (§ 3.4.4) e  $C_t$  il coefficiente termico (§ 3.4.5).

## **6.6. Azione sismica**

Per la definizione dell'azione sismica si è fatto riferimento a quanto detto nel § 3.2 delle NTC2018. Si definisce anzitutto la vita nominale di progetto  $V_N$  della costruzione, seguendo la tabella 2.4.I. della normativa, riportata di seguito:

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

*Figura 3: tabella contenente i valori di vita nominale per varie tipologie di costruzioni.*

Per l'edificio di civile abitazione si considera un livello di prestazione ordinario, dalla tabella ricaviamo dunque  $V_N = 50$  anni.

Si definisce poi la classe d'uso (§ 2.4.2. NTC2018) della costruzione, in questo caso siamo in classe d'uso: *classe II (costruzioni soggette a normali affollamenti)*.

In funzione della classe d'uso si hanno diversi valori del coefficiente d'uso della struttura  $C_U$ , si riporta di seguito la tabella 2.4.II dalla normativa:

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

*Figura 4: tabella contenente i coefficienti d'uso per varie tipologie di classi d'uso.*

Dalla tabella si ricava quindi  $C_U = 1$  per la classe d'uso considerata.

Noti  $C_U$  e  $V_N$  possiamo calcolare il periodo di riferimento  $V_R$ , dato dal prodotto tra  $V_N$  e  $C_U$ . Si ottiene un  $V_R = 50$  anni.

La vita di riferimento è un parametro necessario per il calcolo del Periodo di ritorno  $T_R$ , che varia anche a seconda degli stati limite considerati. Relativamente a quest'ultimi, la Normativa distingue tra Stati limite di esercizio (SLE) e Stati limite ultimi (SLU) e vengono definiti in funzione delle prestazioni dell'edificio nel complesso, tenendo conto di impianti, elementi strutturali e non. Gli stati limite di esercizio si distinguono in: stato limite di Operatività (SLO) e di Danno (SLD). Gli stati limite ultimi si distinguono in: stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e stato limite di prevenzione del collasso (SLC). Si riporta di seguito la definizione di ciascun stato limite fornita dalla normativa italiana al § 3.2.1:

- Stato Limite di Operatività (SLO): “a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significative”;
- Stato Limite di Danno (SLD): “a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature”;
- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): “a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali”;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): “a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione

conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali”.

Di seguito la tabella con le probabilità di superamento per ciascun stato limite. Occorre far presente che la probabilità di superamento tende a diminuire mano a mano che ci si sposta dagli stati limite meno severi (come SLO e SLD) a quelli più severi (SLV-SLC):

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

*Figura 5: tabella contenente i valori della probabilità di superamento per i diversi stati limite.*

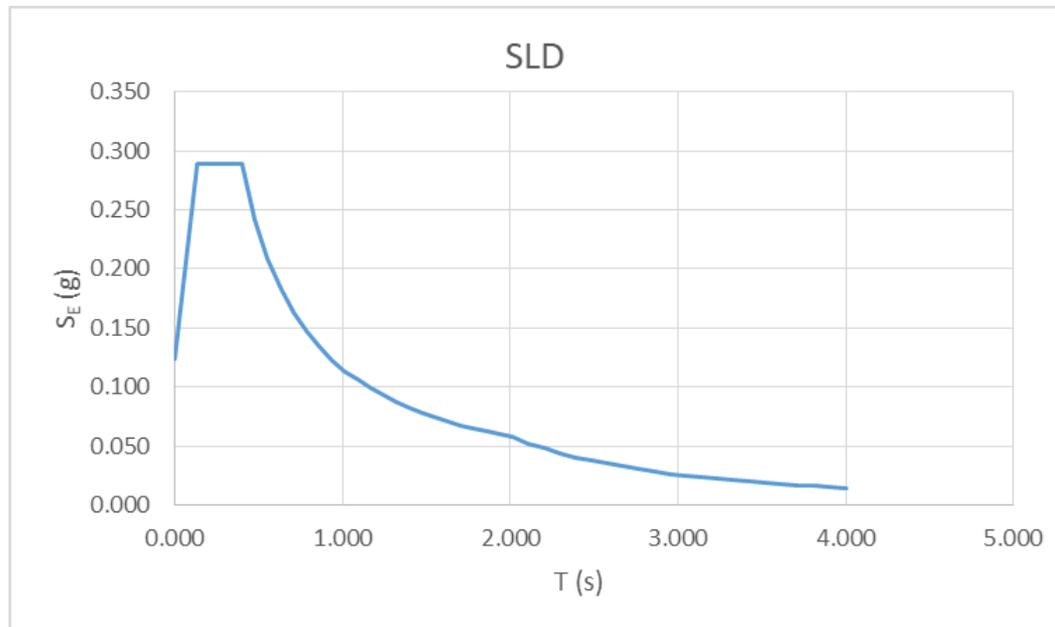
Si riportano i dati di interesse relativi al territorio Aquilano, ovvero la categoria del sottosuolo, le condizioni topografiche, la Peak Ground Acceleration (PGA) rispettivamente allo stato limite di danno e di salvaguardia della vita. Il fattore di smorzamento considerato negli spettri è del 5%:

Cat. sottosuolo	Cond. topografiche	PGA (SLD)	PGA (SLV)	$\xi$ (%)
B	T1	0.124	0.299	5

Noti questi parametri possiamo quindi definire l'azione sismica, grazie agli spettri di risposta. Gli spettri considerati sono due, che differiscono per stato limite (SLD e SLV) mentre lo smorzamento relativo considerato è lo stesso ed è pari al 5%. Per la definizione dello spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale si è preso come riferimento le indicazioni delle NTC2018 presenti al § 3.2.3.2.1. Lo spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale è relativo al moto sismico allo Stato Limite di Danno (SLD). La valutazione dell'entità dell'azione sismica allo Stato limite di Danno ci servirà poi per

fare le verifiche degli spostamenti di interpiano della struttura. In ascissa si riporta il periodo  $T$  espresso in secondi, in ordinata i corrispondenti valori di accelerazione orizzontale  $S_E$ .

Di seguito si riporta il grafico dello spettro di risposta elastico allo SLD:

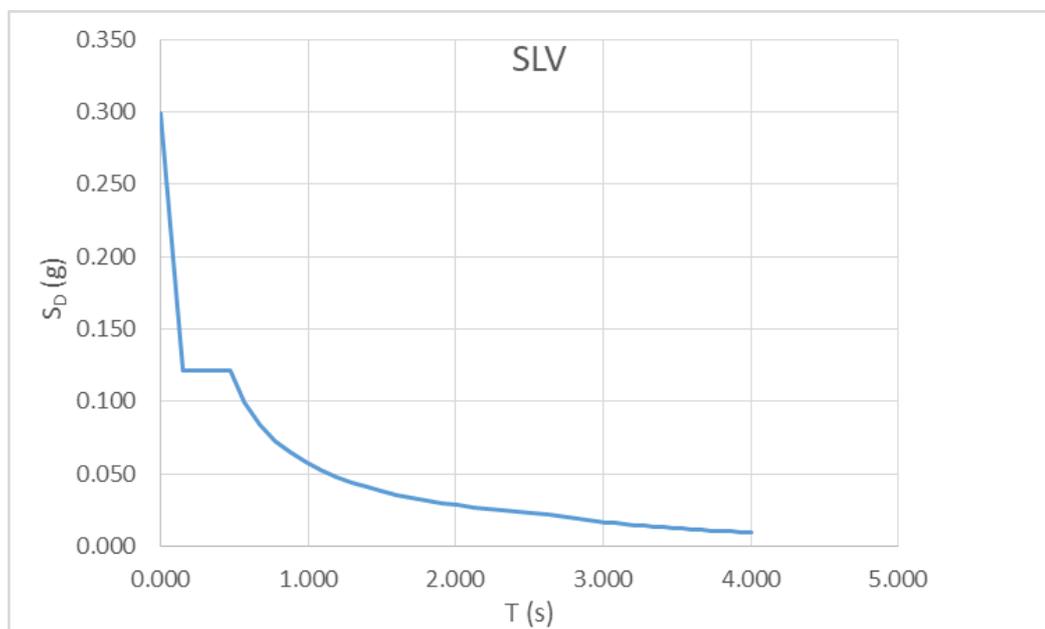


**Figura 6:** spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale allo Stato Limite di Danno.

Lo spettro di risposta di progetto in accelerazione orizzontale è relativo al moto sismico allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Per la definizione dello spettro di progetto occorre prima definire il fattore di comportamento  $q$ , che rappresenta la capacità della struttura di dissipare l'energia dovuta al sisma e di sviluppare deformazioni oltre il limite elastico. Il fattore di comportamento  $q$  è dato dal prodotto tra il valore di base  $q_0$ , funzione della tipologia strutturale, e il coefficiente  $K_R$ , funzione della regolarità in elevazione. L'edificio oggetto di studio è regolare in pianta e in elevazione, perciò  $K_R$  risulta pari a 1. Per il valore di base  $q_0$  nelle NTC2018 sono tabellati diversi valori (tab.7.3. II), a seconda dei vari casi possibili. In questo caso risulta essere pari a  $4.5\alpha_U/\alpha_1$ , dove  $\alpha_U/\alpha_1$  è pari a 1,3 (vedi § 7.4.3.2). Si ottiene dunque  $q_0$  pari a 5.85 che moltiplicato per  $K_R$  fornisce un fattore di comportamento  $q$  pari a 5.85.

A questo punto è possibile definire lo spettro di risposta di progetto in accelerazione orizzontale. In ascissa si riporta il periodo  $T$  espresso in secondi, in ordinata i corrispondenti valori di accelerazione orizzontale  $S_E$ .

Di seguito si riporta il grafico dello spettro di risposta di progetto allo SLV:



**Figura 7:** spettro di progetto in accelerazione orizzontale allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

## 7. Combinazioni e verifiche

Di seguito si riportano le combinazioni usate e le verifiche svolte. Le formule delle combinazioni e delle verifiche vengono prese dalle NTC 2018, dalla circolare del 2019 e dall'Eurocodice 2.

### 7.1. Combinazione SLU

Per combinare tra loro le azioni agenti allo stato limite ultimo si è usata la combinazione fondamentale, di seguito si riporta la formulazione fornita dalla normativa italiana:

$$\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Le combinazioni fatte sono tante quante sono le azioni dominanti (copertura, vento, neve). Si è tenuto conto dell'incertezza relativa al vento, considerando una combinazione per ogni possibile direzione e verso di provenienza, andando poi a fare l'involuppo delle diverse casistiche per il calcolo delle sollecitazioni. I coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_G$ ,  $\gamma_Q$  vengono letti nella seguente tabella riportata in normativa:

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

*Figura 8: tabella per i coefficienti parziali di sicurezza.*

Per quanto riguarda i coefficienti di combinazione  $\psi$ , per la combinazione fondamentale si fa riferimento ai valori della prima colonna della tabella sottostante, riportata nella normativa italiana:

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
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 - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

*Figura 9: tabella per i coefficienti di combinazione.*

La stessa tabella viene usata per leggere i coefficienti di combinazione per le verifiche allo stato limite di esercizio. In particolare, per la combinazione caratteristica (rara) i coefficienti sono quelli appartenenti alla prima colonna, mentre per la combinazione quasi permanente i coefficienti sono quelli appartenenti alla terza colonna. I coefficienti parziali di sicurezza si considerano unitari.

## **7.2. Combinazioni SLE**

Per quanto riguarda le condizioni in esercizio, si procede con la verifica riguardo la limitazione delle tensioni, la limitazione delle deformazioni e la limitazione delle fessurazioni. Il calcolo delle tensioni viene fatto sia a livello del calcestruzzo che dell'acciaio. Le combinazioni di carico usate per questa verifica sono la combinazione caratteristica e quasi-permanente.

Di seguito si riportano le formulazioni relative alle combinazioni caratteristica e quasi-permanente:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} * Q_{k2} + \psi_{03} * Q_{k3} + \dots$$

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} * Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$$

### **7.3. Combinazione Sismica**

Per la definizione dell'azione sismica da applicare si fa riferimento al § 7.3.5 della normativa italiana. Il sisma, vista la sua natura aleatoria, non agisce soltanto lungo una direzione. Per tener conto di questo fatto, viene presa in conto un'eccentricità accidentale del baricentro della struttura pari al 5% della misura del lato disposto ortogonalmente rispetto la direzione di applicazione del sisma.

Inoltre, si considera la regola del 30%: si definisce ad esempio la direzione orizzontale come principale e lungo questa si applica il 100% dell'azione sismica, mentre nella direzione ortogonale si applica il 30%. Quanto detto viene fatto considerando il verso positivo e negativo in ciascuna delle due direzioni, si considera poi la direzione verticale come principale e si applica in tale direzione il 100% dell'azione sismica e in direzione orizzontale il 30%. Per ogni valore di eccentricità, dunque, si hanno 8 possibili combinazioni; le eccentricità considerate sono 4 (positiva e negativa per ciascuna direzione principale), per un totale di 32 combinazioni sismiche. Le combinazioni ottenute vengono poi unite alle combinazioni di stato limite ultimo.

Per la definizione delle masse coinvolte nell'analisi sismica si considera la seguente combinazione presa dalla normativa italiana:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

I coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gj}$  si considerano unitari, mentre i coefficienti di combinazione  $\psi_{ij}$  vengono letti dalla terza colonna della tabella in figura 9. In questo caso i  $\psi_{ij}$  risultano essere tutti nulli, fatta eccezione per il coefficiente relativo alla categoria ad uso residenziale pari a 0.3.

#### **7.4. Verifiche di limitazione delle tensioni**

Per quanto concerne la verifica delle tensioni, lato calcestruzzo bisogna verificare che la massima tensione agente ottenuta mediante la combinazione caratteristica risulti essere minore o uguale al 60% del valore di resistenza caratteristica del calcestruzzo, mentre il valore massimo di tensione ottenuta mediante la combinazione quasi-permanente deve essere minore o uguale al 45% del valore di resistenza caratteristica del calcestruzzo. Lato acciaio invece, si considera la sola combinazione caratteristica e bisogna verificare che la tensione massima agente sulle barre di armatura sia minore del 80% del valore di resistenza caratteristica a snervamento. Di seguito si riportano le formulazioni inerenti alla verifica delle tensioni (nell'ordine: combinazione caratteristica per il calcestruzzo, quasi-permanente per il calcestruzzo, caratteristica per l'acciaio):

$$\sigma_{c,max} \leq 0.60 \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0.45 \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_{s,max} \leq 0.80 \cdot f_{yk}$$

Le verifiche in termini di limitazione delle tensioni risultano soddisfatte.

#### **7.5. Verifiche di limitazione delle deformazioni**

Relativamente alle deformazioni, per il calcolo si segue quanto indicato nella Circolare 2019, al § C4.1.2.2.2. Poiché in questo caso studio la luce di travi e solai risulta minore di 10 m, la verifica consiste nel confrontare il rapporto luce-altezza con il valore massimo ammesso dalla normativa, che risulta essere funzione di diversi parametri. Di seguito si riporta la formulazione adottata:

$$\frac{l}{h} \leq k \cdot \left[ 11 + \frac{0.015 \cdot f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \cdot \left[ \frac{500 \cdot A_{s,eff}}{f_{yk} \cdot A_{s,calc}} \right]$$

La formulazione sopra riportata risulta dipendere da alcune grandezze, quali un coefficiente ( $k$ ) che varia in funzione dello schema strutturale adottato, la resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo ( $f_{ck}$ ), le percentuali di armatura tesa e compressa ( $\rho$  e  $\rho'$ ), la tensione di snervamento dell'acciaio ( $f_{yk}$ ), l'armatura tesa disposta nella sezione più sollecitata ( $A_{s,eff}$ ) e l'armatura di progetto nella stessa sezione ( $A_{s,calc}$ ).

Le verifiche in termini di limitazione delle deformazioni risultano soddisfatte.

## **7.6. Verifiche di fessurazione**

Infine, per le verifiche a fessurazione si segue quanto indicato al § 7.3.4 dell'Eurocodice 2: si calcola l'ampiezza della fessura ( $w_k$ ) come prodotto tra la massima spaziatura tra le fessure ( $s_{r,max}$ ) e la differenza tra il valore medio di deformazione dell'acciaio a livello dell'armatura e il valore medio di deformazione a livello del calcestruzzo ( $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ ). Il valore ottenuto lo si confronta con il valore massimo ammesso  $w_{max}$  riportato alla tabella 7.1N dell'Eurocodice 2. Di seguito la formulazione usata:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

Per il calcolo della massima spaziatura e dei valori medi di deformazione lato acciaio e calcestruzzo si fa riferimento alle formulazioni 7.11 e 7.9 rispettivamente, riportate nell'eurocodice 2. Le verifiche risultano essere soddisfatte in tutte le sezioni.

## **7.7. Verifiche allo SLD degli spostamenti di interpiano**

La verifica viene svolta poiché se l'entità degli spostamenti di interpiano fosse troppo elevata i componenti non strutturali potrebbero danneggiarsi al punto da rendere la struttura temporaneamente inagibile. I risultati ottenuti dal calcolo vengono confrontati con la limitazione indicata dalla normativa per le tamponature duttili (§ 7.3.6.1). La verifica risulta ampiamente soddisfatta per tutti e tre i piani del telaio.

## 8. Progettazione della struttura

La progettazione viene fatta in accordo con i principi della progettazione in capacità, facendo riferimento alle direttive contenute nelle NTC2018, nella Circolare del 21 gennaio 2019 e nell'Eurocodice 2. Data la sismicità medio-alta che caratterizza il territorio Aquilano, l'edificio sarà progettato in modo tale da avere un'elevata capacità dissipativa, ovvero risulterà essere in Classe di Duttilità Alta (CD "A"). Gli elementi non strutturali interni vengono presi in conto per una più accurata definizione della massa della struttura. L'obiettivo di tale progettazione è quello di andare a definire il quantitativo di armatura principale per i diversi elementi strutturali costituenti.

Il telaio è stato modellato nel software SAP2000. Definite le unità di misura, si è disegnata la geometria del telaio e successivamente si definiscono i materiali usati e le sezioni di trave e pilastro. Materiali e sezioni vengono poi assegnate al modello geometrico costruito. Infine, si inseriscono i carichi e le relative combinazioni, necessarie per svolgere poi l'analisi ed ottenere le caratteristiche di sollecitazione. Per quanto riguarda i vincoli il telaio risulta essere incastrato alla base, in questo modo si è bloccato lo spostamento e la rotazione in tutte le direzioni. Nella modellazione fatta, a ciascuna intersezione trave-colonna (detta nodo) corrisponde l'intersezione degli assi d'inerzia degli elementi in essa confluenti. Grazie all'analisi fatta si sono estrapolate dal post-processing di Sap le sollecitazioni agenti sui vari elementi strutturali costituenti il telaio, per i diversi scenari richiesti. Le sollecitazioni vengono poi usate per andare a definire il quantitativo di armatura principale, secondo la progettazione in capacità illustrata nelle norme NTC2018.

Il primo elemento strutturale dimensionato è la trave, concepito come elemento "debole" della struttura, ovvero il primo elemento che si plasticizza durante il sisma, consentendo al sistema strutturale di dissipare energia. Per la progettazione dell'elemento trave si è fatto riferimento al § 7.4.4.1 delle NTC 2018. Si è definita dunque la capacità resistente a flessione partendo dalle sollecitazioni ottenute da Sap, in modo tale da risultare maggiore della domanda a flessione corrispondente. Successivamente se ne è definita la capacità a taglio, senza seguire la metodologia classica secondo cui la capacità resistente deve essere maggiore della domanda, ma seguendo il concetto di gerarchia delle resistenze: evitare che i meccanismi di collasso fragile (come quello per taglio) si attivino

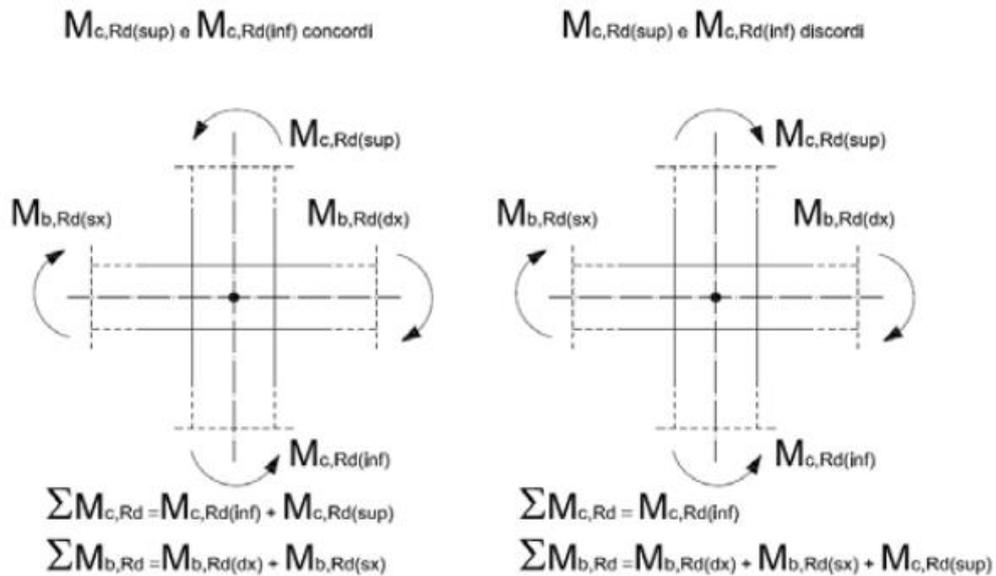
prima dei meccanismi di collasso duttile (come quello a flessione della trave). Se il meccanismo di collasso fragile prevale su quello duttile, si preclude alla struttura la possibilità di deformarsi, dissipare energia e riprendere le azioni orizzontali dovute al sisma. La domanda a taglio delle travi, dunque, viene definita a partire dalla capacità resistente a flessione, opportunamente amplificata con il fattore di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$ . Si determina la domanda a taglio mediante una condizione di equilibrio della trave, sulla quale si considerano come carichi applicati quelli gravitazionali e la capacità resistente a flessione in corrispondenza delle sezioni di plasticizzazione, disposte solitamente alle due estremità. In termini di condizioni di vincolo si assume che la trave sia incernierata alle estremità. Data la natura aleatoria del sisma, tale procedura deve essere fatta per ogni direzione e verso di provenienza dell'eccitazione sismica.

Segue poi la progettazione dei pilastri, in questo caso si fa riferimento alle indicazioni presenti al § 7.4.4.2 delle NTC 2018. In termini di resistenza occorre verificare che in ogni sezione la capacità resistente risulti essere almeno pari o superiore alla domanda rispettiva. Occorre fare un appunto per quanto riguarda la domanda a compressione; questa, infatti, deve essere minore della corrispondente capacità massima resistente ma si hanno due diversi casi a seconda se la progettazione viene fatta in classe di duttilità alta (CD "A") o bassa (CD "B"). Nel primo caso la domanda a compressione non deve essere superiore al 55 % della corrispondente capacità massima resistente, mentre nel secondo caso non deve superare il 65 % della capacità massima resistente corrispondente. In merito alla capacità totale a flessione, questa viene definita a partire dalla capacità flessione delle travi, amplificata con un fattore  $\gamma_{Rd}$ . La formulazione usata è la seguente:

$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd}$$

In cui  $M_{c,Rd}$  rappresenta il momento resistente del pilastro convergente al nodo calcolato in corrispondenza dello sforzo normale presente nelle combinazioni sismiche delle azioni, mentre  $M_{b,Rd}$  rappresenta il momento resistente della trave convergente al nodo. Si è ipotizzato che i momenti resistenti di travi e pilastri siano tra loro concordi e il nodo sia in equilibrio, ma può aversi anche la situazione in cui i momenti agenti sui pilastri risultino discordi. In questo caso è opportuno considerare a sinistra della disuguaglianza il maggiore tra i due momenti resistenti preso in valore assoluto, mentre il minore lo si dispone a destra e va aggiunto ai momenti resistenti delle travi.

Si riporta di seguito un'immagine presa dalle NTC per rappresentare con chiarezza quanto detto:



**Figura 10:** rappresentazione del possibile andamento dei momenti agenti su pilastri e travi.

Anche in questo caso vista la natura aleatoria del sisma, tale procedura deve essere fatta per ogni direzione e verso di provenienza dell'eccitazione sismica.

La domanda a taglio la si ottiene a partire dai momenti alle estremità superiore e inferiore del pilastro, amplificati sempre con un opportuno  $\gamma_{Rd}$ . Come per le travi, il calcolo viene fatto a partire da una condizione di equilibrio. La formulazione utilizzata è la seguente:

$$V_{Ed} \cdot l_p = \gamma_{Rd} \cdot (M_{i,d}^s + M_{i,d}^i)$$

In cui  $M_{i,d}^s$  e  $M_{i,d}^i$  rappresentano rispettivamente il momento nella sezione di estremità superiore e inferiore del pilastro,  $l_p$  rappresenta la lunghezza del pilastro e  $V_{Ed}$  la domanda di taglio cercata. I valori di  $M_{i,d}^s$  e  $M_{i,d}^i$  rappresentano il momento nelle sezioni di estremità in corrispondenza delle sezioni in cui si formano le cerniere plastiche nelle travi. Vengono calcolati con la seguente:

$$M_{i,d} = M_{c,Rd} \cdot \min \left( 1, \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{c,Rd}} \right)$$

$M_{c,Rd}$  rappresenta il momento resistente nella sezione di estremità (superiore o inferiore).

Infine, si procede con la progettazione dei nodi. In questo caso ci si riferisce alle indicazioni riportate nel § 7.4.4.3 delle NTC. L'obiettivo di tale progettazione consiste nell'evitare un collasso di questi elementi strutturali antecedente rispetto a travi e pilastri che vi confluiscono, in accordo con la progettazione in capacità. I nodi possono essere interni, esterni, interamente confinati o non interamente confinati. In particolare, risultano interamente confinati se vengono rispettate alcune indicazioni di natura geometrica, più precisamente deve risultare in ogni faccia del nodo che la sezione della trave debba essere pari almeno a 0.75 volte la larghezza del pilastro. Inoltre, sulle coppie di lati opposti del nodo, le sezioni delle travi devono ricoprirsi per almeno 0.75 volte l'altezza. I nodi in cui non siano rispettate le precedenti limitazioni sono non interamente confinati e le rispettive verifiche saranno più stringenti. Le verifiche vengono fatte per le sollecitazioni di taglio: la capacità a taglio del nodo deve essere almeno pari o superiore alla corrispondente domanda. La domanda di taglio viene calcolata mediante una condizione di equilibrio: la somma tra il taglio agente all'interno del nodo e il taglio proveniente dal pilastro superiore ( $V_{jbd}$  e  $V_C$  rispettivamente) deve essere uguale alla somma tra le forze agenti a livello dell'armatura longitudinale date dal prodotto tra l'area dell'armatura disposta e la tensione di snervamento dell'acciaio. Tale somma deve essere amplificata con un opportuno fattore di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$ . Le formulazioni differiscono leggermente tra nodi interni ed esterni; vengono riportate di seguito:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_C$$

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C$$

La prima formula riguarda i nodi interni, mentre la seconda i nodi esterni. La domanda di taglio agente all'interno del nodo ( $V_{jbd}$ ) risulta dipendere da alcune grandezze, quali il quantitativo di armatura longitudinale disposta superiormente e inferiormente nelle travi ( $A_{s1}$  e  $A_{s2}$ ), la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio ( $f_{yd}$ ), la sollecitazione di taglio agente nel pilastro superiore al nodo, ottenuta mediante l'analisi fatta in condizioni sismiche ( $V_C$ ) e il fattore di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$ .  $V_{jbd}$  viene calcolato per ogni direzione di

provenienza del sisma, considerando di volta in volta le sollecitazioni più onerose. Nel caso di nodi esterni vi è un solo contributo relativamente all'armatura longitudinale.

Per quanto concerne la capacità a taglio, si procede con il calcolo della resistenza del nodo in termini di massima compressione e trazione diagonale. Questo perché a causa di una fessurazione diagonale conseguente ad un meccanismo a traliccio all'interno del nodo, si sviluppano in contemporanea due processi: uno di taglio-compressione e uno di taglio-trazione. La verifica, dunque, deve essere fatta nei confronti di entrambi i meccanismi. Per la verifica del meccanismo taglio-compressione si deve confrontare la compressione del puntone diagonale con la resistenza a compressione del calcestruzzo. La verifica risulta soddisfatta se l'azione agente sia pari o minore della resistenza a compressione offerta dal calcestruzzo. La formulazione usata è desunta sempre dalla normativa italiana, viene mostrata di seguito:

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}}$$

La capacità resistente a compressione è funzione di un parametro ( $\eta$ ) che risulta dipendere dalla resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo, della resistenza di progetto del calcestruzzo ( $f_{cd}$ ), delle dimensioni geometriche del nodo ( $b_j$  rappresenta la larghezza effettiva del nodo,  $h_{jc}$  rappresenta la distanza tra le giaciture più esterne del pilastro) e dello sforzo normale agente preventivamente normalizzato rispetto la capacità resistente a compressione della sezione di calcestruzzo ( $v_d$ ).

Per la verifica del meccanismo taglio-trazione si deve confrontare la trazione massima agente con la resistenza a trazione di progetto offerta dal calcestruzzo. Si procede, dunque, alla definizione del quantitativo totale di armature trasversali da disporre in senso orizzontale all'interno del nodo. La formulazione usata è desunta sempre dalla normativa italiana, viene mostrata di seguito:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{\left[ \frac{V_{jbd}}{(b_j \cdot h_{jc})} \right]^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd}$$

Il quantitativo totale di armature trasversali da disporre ( $A_{sh}$ ) dipende da alcuni parametri, quali la tensione di snervamento di progetto ( $f_{ywd}$ ), la larghezza effettiva del nodo ( $b_j$ ), la distanza tra le giaciture delle armature longitudinali disposte superiormente e inferiormente nella trave ( $h_{jw}$ ), il taglio agente nel nodo ( $V_{jbd}$ ), la distanza tra le giaciture più esterne del pilastro ( $h_{je}$ ), la capacità resistente a trazione di progetto del calcestruzzo ( $f_{ctd}$ ), lo sforzo normale agente preventivamente normalizzato rispetto la capacità resistente a compressione della sezione di calcestruzzo ( $v_d$ ) e la resistenza di progetto del calcestruzzo ( $f_{cd}$ ).

A seconda della classe di duttilità assunta in fase di progetto, i valori dei fattori di sovreresistenza  $\gamma_{Rd}$  sono diversi. In particolare, per le strutture in classe di duttilità bassa (CD “B”) i valori risultano essere più bassi rispetto le strutture progettate in classe di duttilità alta (CD “A”). Nel caso studio di questo elaborato si considera una CD “A” e i valori usati vengono presi dalla tabella 7.2.I riportata nella normativa italiana. Di seguito si riportano i valori dei  $\gamma_{Rd}$  usati:

	<b>Tipologia di progettazione</b>	$\gamma_{Rd}$
<b>Travi</b>	Taglio	1.20
<b>Pilastri</b>	Pressoflessione	1.30
<b>Pilastri</b>	Taglio	1.30
<b>Nodi</b>	Taglio	1.20

### **8.1. Dettagli costruttivi**

La progettazione degli elementi strutturali aventi un comportamento dissipativo quali trave, pilastro, nodo deve essere fatta non solo ai fini del rispetto delle verifiche di resistenza, ma anche ai fini della duttilità. Per fare ciò si seguono le indicazioni in merito ai dettagli costruttivi presenti al § 7.4.6 della normativa italiana. Le indicazioni per i

dettagli costruttivi riguardano sia le caratteristiche geometriche della sezione di ogni elemento strutturale, sia l'armatura longitudinale e trasversale presente in ciascuno di essi. Per le limitazioni geometriche si fa riferimento al § 7.4.6.1.1, § 7.4.6.1.2, § 7.4.6.1.3 delle NTC rispettivamente per le travi, pilastri e nodi. Tali limitazioni risultano essere interamente soddisfatte. In merito alle limitazioni per l'armatura longitudinale per le travi si fa riferimento al § 7.4.6.2.1, secondo cui:

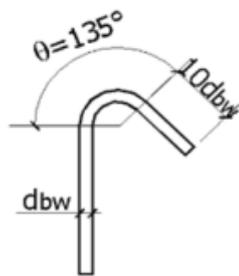
- 1) si devono disporre barre longitudinali di diametro non inferiore a 14 mm sia superiormente che inferiormente, per l'intera lunghezza della trave;
- 2) Almeno il 75% dell'armatura superiore presente alle due estremità della trave deve essere contenuto entro la larghezza dell'anima;
- 3) L'armatura superiore e inferiore deve essere alloggiata all'interno della porzione di soletta collaborante;
- 4) Il quantitativo adimensionalizzato di armatura compressa deve essere almeno pari o superiore al 25% del quantitativo adimensionalizzato di armatura tesa per l'intera lunghezza della sezione;
- 5) Il quantitativo adimensionalizzato di armatura compressa deve essere almeno pari o superiore al 50% del quantitativo adimensionalizzato di armatura tesa in corrispondenza delle zone dissipative;
- 6) Le armature longitudinali devono attraversare i nodi senza alcun tipo di sovrapposizione o ancoraggio all'interno; l'ancoraggio di tali barre deve essere predisposto alla fine delle zone dissipative.

Inoltre, la percentuale adimensionalizzata di armatura tesa e compressa deve essere contenuta entro il seguente intervallo per l'intera lunghezza della trave:

$$\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3.5}{f_{yk}}$$

Le grandezze  $\rho$  e  $\rho_{comp}$  rappresentano rispettivamente il quantitativo adimensionalizzato di armatura longitudinale tesa e compressa. La prima si ottiene mediante rapporto tra l'armatura tesa e la sezione di calcestruzzo mentre la seconda con il rapporto tra l'armatura in zona compressa e la sezione di calcestruzzo. Infine,  $f_{yk}$  rappresenta il valore di tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

Per le armature trasversali le limitazioni sono relative all'interasse che deve aversi tra una staffa e l'altra e variano a seconda se la struttura è in CD "A" o in CD "B". Per la classe di duttilità CD "A" si sceglie come passo delle staffe il minimo tra quattro valori, che dipendono dall'altezza utile della sezione, dal diametro delle armature trasversali e anche delle armature longitudinali. Inoltre, l'estensione della lunghezza critica è pari a 1.5 volte l'altezza della trave, ad entrambe le estremità. La lunghezza critica rappresenta la zona dissipativa della trave. All'interno di questa si dispone la prima staffa a 5 cm di distanza dal filo del pilastro e poi con il passo staffe precedentemente scelto per l'intera estensione della lunghezza critica. Occorre poi porre attenzione ai pieghi delle staffature, più precisamente alla loro inclinazione e all'estensione: L'inclinazione deve essere pari a  $135^\circ$  e il piego deve protrarsi per una lunghezza pari a 10 volte il diametro della staffa, evitandone un possibile raddrizzamento dovuto all'azione di spinta del calcestruzzo e garantendo di conseguenza un confinamento efficace. Di seguito un'immagine con le caratteristiche idonee per il piego:

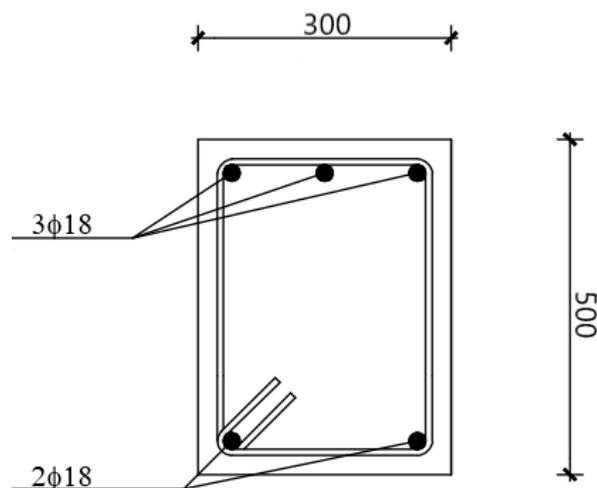


*Figura 11: rappresentazione delle dimensioni geometriche per i pieghi di rinforzo*

Per le quanto concerne i pilastri le barre devono essere disposte con interasse massimo pari a 25 cm e la percentuale di armatura deve essere compresa tra 1% e il 4%. Come per le travi, l'interasse delle armature trasversali viene scelto pari al minimo tra tre valori, dipendenti dal lato più piccolo della sezione del pilastro e dal diametro delle barre longitudinali. All'interno delle zone dissipative poste all'estremità superiore e inferiore l'interasse massimo tra due barre consecutive confinate è di 15 cm, per distanze maggiori è opportuno disporre delle legature. Data la natura aleatoria del sisma, la disposizione

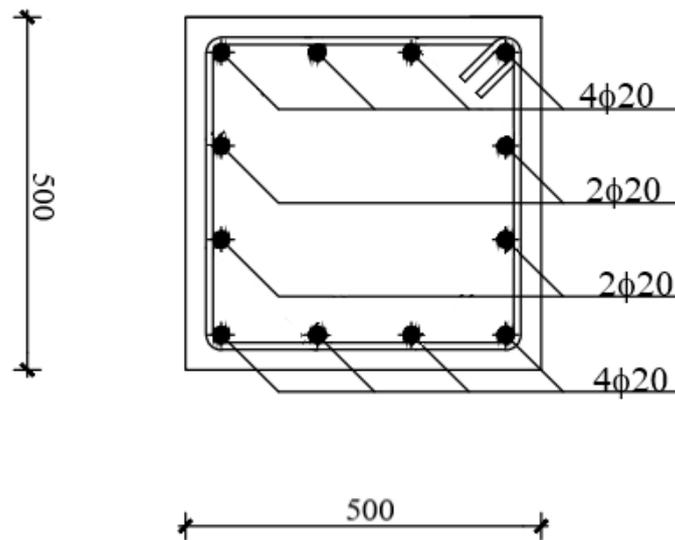
delle armature longitudinali deve essere la stessa nelle due direzioni. In fase di progettazione si è tenuto conto di quanto sopra citato in merito ai dettagli costruttivi, e avendo rispettato tali accorgimenti si possono ritenere soddisfatti i requisiti degli elementi strutturali (travi, pilastri, nodi) in termini di duttilità, senza che sia necessario effettuare verifiche specifiche.

A fine progettazione si è definito il quantitativo di armatura longitudinale e trasversale da disporre per tutte le travi, pilastri e nodi. Di seguito si mostrano delle sezioni di trave e pilastro. Si riporta di seguito un'immagine della trave, nella quale si sono disposte 3 armature superiormente e 2 inferiormente, tutte di diametro 18mm. Fuori calcolo vengono aggiunti due ferri reggistaffa di diametro 14 mm per ogni lato verticale, avendo in totale 4 ferri di 14 mm. I reggistaffe non vengono riportati nell'immagine.



*Figura 12: rappresentazione della sezione tipo della trave*

Di seguito un'immagine della sezione del pilastro, nella quale si sono disposti 12 ferri di diametro 20mm in totale. Fuori calcolo si aggiungono delle legature per i ferri intermedi ai ferri d'angolo per rispettare quanto detto dalla normativa per i dettagli costruttivi. Le legature aggiunte non vengono rappresentate nell'immagine.

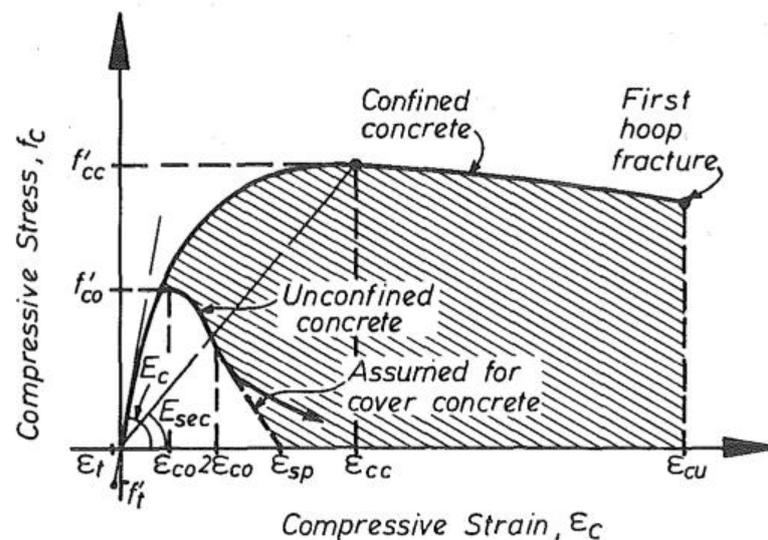


*Figura 13: rappresentazione della sezione tipo del pilastro*

## 9. Modellazione in STKO

### 9.1. Modello di Mander et al. (1984)

Il legame costitutivo scelto per modellare il calcestruzzo in STKO è il modello di Mander, estratto dalla pubblicazione “Mander et al.(1984)” sia per il calcestruzzo non confinato che confinato. L’immagine seguente mostra l’andamento della resistenza a compressione in funzione della corrispondente deformazione. La deformazione a compressione viene rappresentata sull’asse delle ascisse mentre la resistenza a compressione sull’asse delle ordinate. Il grafico rappresenta le curve relative ai due modelli di comportamento del calcestruzzo:



*Figura 14: rappresentazione del modello di Mander per il calcestruzzo non confinato e confinato. Immagine presa dalla pubblicazione “Mander JB, Priestley MJ, Park R. Fellow, “theoretical stress-strain model for confined concrete”. J Struct Eng. ASCE 1988;114(8):1804–26.”*

Per il caso di calcestruzzo non confinato si può osservare come la curva presenti un primo tratto ascendente fino al raggiungimento della tensione di picco ( $f'_{co}$ ), superato il quale si ha un ramo discendente con un andamento lineare. La tensione di picco la si assume coincidente con il valore medio di resistenza a compressione ( $f_{cm}$ ), calcolato con la seguente formula:

$$f_{cm} = \frac{f_{ck}}{\exp \left( -k_{p,0} \cdot CoV \right)}$$

La  $f_{cm}$  la si ottiene per mezzo di una distribuzione log-normale che risulta essere dipendente da alcuni parametri, quali la resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo per un frattile 5% ( $f_{ck}$ ), il coefficiente della distribuzione normale per lo stesso frattile ( $k_{p,0}$ ) e infine il coefficiente di variazione CoV. La resistenza a compressione cilindrica varia al variare della classe di calcestruzzo scelta, e corrisponde all'83% della rispettiva resistenza cubica a compressione ( $R_{ck}$ ). Occorre precisare che la precedente formulazione rappresenta una relazione approssimata e risulta essere valida per un coefficiente di variazione minore di 0.2. Alla tensione di picco si associa un valore di deformazione pari a  $\varepsilon_{co}$ . Si riporta di seguito la relazione che descrive la curva nell'intervallo di deformazione  $[0, 2\varepsilon_{co}]$ :

$$f_c(\varepsilon_c) = \frac{f'_{co} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r}$$

Anche questa formulazione risulta dipendere da alcuni parametri, quali la resistenza di picco e la deformazione corrispondente, il modulo di elasticità tangente ( $E_c$ ) e infine il modulo di elasticità secante ( $E_{sec}$ ). Di seguito si riportano le formulazioni pertinenti alle grandezze appena citate:

$$E_c = 5000 \cdot \sqrt{f'_{co}}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{co}}{\varepsilon_{co}}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}}$$

Occorre far presente che per calcolare il modulo di elasticità tangente la tensione di picco  $f'_{co}$  deve essere espressa in MPa. Superato il picco si ha un secondo tratto che abbiamo detto avere un andamento lineare decrescente, che viene descritto dalla seguente relazione:

$$f_c(\varepsilon_c) = \left( \frac{2 \cdot f'_{co} r}{r - 1 + 2^r} \right) \cdot \left( \frac{\varepsilon_{sp} - \varepsilon_c}{\varepsilon_{sp} - 2 \cdot \varepsilon_{co}} \right)$$

In questo tratto la resistenza a compressione risulta dipendere da un parametro aggiuntivo, la deformazione  $\epsilon_{sp}$  relativa alla deformazione ultima del calcestruzzo presente nella parte più esterna della sezione, ovvero in corrispondenza del copriferro. A tale deformazione si associa una resistenza a compressione nulla.

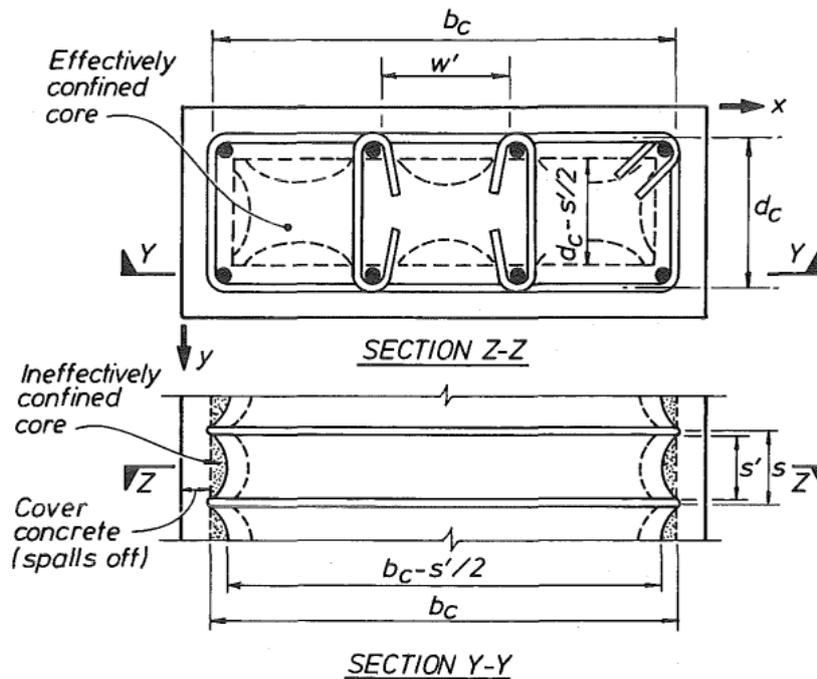
Infine, dall'immagine è possibile apprezzare anche il comportamento del calcestruzzo soggetto a tensioni di trazione. Si può osservare come l'andamento della resistenza in funzione della deformazione sia lineare, e il valore di resistenza di picco viene calcolato con la seguente formula:

$$f_{ctm} = 7.5 \cdot \sqrt{\frac{f'_{co}}{145.038}}$$

Dalla formula vediamo che la tensione di trazione ( $f_{ctm}$ ) risulta essere dipendente dalla tensione di picco ( $f'_{co}$ ). Come precedentemente ipotizzato per la resistenza a compressione, anche in questo caso si assume che la resistenza a trazione ( $f'_t$ ) sia pari al valore medio di resistenza ( $f_{ctm}$ ).

Per il caso di calcestruzzo confinato si può osservare come la curva presenti un andamento diverso dal caso non confinato. Si può vedere che l'andamento è del tipo non lineare e monotono. L'azione di confinamento è una conseguenza dello sforzo normale agente sugli elementi strutturali: l'azione compressiva genera uno spanciamento laterale della sezione, che tenderebbe ad espandersi verso l'esterno. Quest'azione attiva le armature trasversali, che intervengono per contrastare l'espansione laterale mediante l'esercizio di una pressione di confinamento. Il risultato di questo processo ha effetti vantaggiosi relativamente alle prestazioni del materiale, poiché genera un incremento sia in termini di resistenza che in termini di duttilità. Se si osserva la figura 14 infatti, si può vedere quanto appena detto: la coppia di valori ( $f'_{cc}$ ) - ( $\epsilon_{cc}$ ) è maggiore della coppia di valori ( $f'_{co}$ ) - ( $\epsilon_{co}$ ) corrispondente. La ( $f'_{cc}$ ) rappresenta la resistenza a compressione del calcestruzzo confinato, mentre la ( $\epsilon_{cc}$ ) deformazione ad essa relativa. Relativamente alla pressione di

confinamento esercitata dalle armature trasversali, occorre sottolineare che la sua distribuzione non segue un andamento uniforme, ma un andamento curvo rappresentato da una parabola. Questo fenomeno si verifica non solo in senso trasversale, nella porzione di sezione compresa tra le barre di armatura longitudinali, ma anche lungo lo sviluppo longitudinale di travi e pilastri, tra le armature trasversali disposte in ciascuna sezione.



**Figura 15:** rappresentazione dell'area di calcestruzzo non efficacemente confinata ed efficacemente confinata in senso trasversale e longitudinale. Immagine presa dalla pubblicazione "Mander JB, Priestley MJ, Park R. Fellow, "theoretical stress-strain model for confined concrete". J Struct Eng, ASCE 1988;114(8):1804-26."

All'interno di ogni parabola è presente una porzione di area confinata in modo inefficace; perciò, è possibile determinare l'area effettivamente confinata tramite la differenza. Per individuare il nucleo di calcestruzzo efficacemente confinato, posto nella porzione compresa tra due staffe successive, occorre tener conto delle regioni inefficacemente confinate, sia in senso trasversale che in senso longitudinale. L'area non confinata in senso trasversale ( $A_i$ ) dipende dalla spaziatura tra le barre di armatura longitudinale consecutive, e la si può calcolare con la seguente formula:

$$A_i = \sum_{i=1}^6 \frac{(w'_i)^2}{6}$$

Con  $w'_i$  si indica la distanza tra le armature consecutive, mentre  $n$  rappresenta il numero di armature.

Per calcolare l'area di calcestruzzo efficacemente confinata ( $A_e$ ) si ricorre alla seguente formula:

$$A_e = (b_c \cdot d_c - A_i) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot b_c}\right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot d_c}\right)$$

Dalla formulazione risulta evidente che questa grandezza dipenda da alcuni parametri, quali la distanza tra i baricentri delle staffe nelle due direzioni orizzontale e verticale ( $b_c$  e  $d_c$  rispettivamente), l'area non confinata ( $A_i$ ) calcolata allo step precedente, e la spaziatura tra le staffe successive misurata in senso longitudinale, indicata in figura con  $s'$ . A questo punto si procede con la definizione dell'area di calcestruzzo confinato ( $A_{cc}$ ), che risulta dipendere da due parametri, quali la porzione di calcestruzzo contenuta all'interno delle armature trasversali ( $A_c$ ) e la percentuale di armatura longitudinale ( $\rho_{cc}$ ). La prima è data dal prodotto tra le spaziature delle staffe nelle due direzioni, la seconda dal rapporto tra l'armatura longitudinale totale e l'area di calcestruzzo entro le staffe. Definite l'area di calcestruzzo efficacemente confinata e l'area di calcestruzzo confinato, è possibile calcolare il coefficiente di confinamento efficace ( $k_e$ ), dato dal rapporto tra queste due quantità; occorre precisare che  $A_e < A_{cc}$ . Si riportano di seguito le formulazioni relative ad  $A_c$ ,  $\rho_{cc}$ ,  $A_{cc}$  e  $k_e$ :

$$A_c = (b_c \cdot d_c)$$

$$\rho_{cc} = \frac{A_{sl}}{A_c}$$

$$A_{cc} = A_c (1 - \rho_{cc})$$

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}}$$

Il coefficiente di confinamento efficace ci servirà per calcolare le pressioni laterali efficaci nelle due direzioni ( $f'_{lx}$  e  $f'_{ly}$ ), date dalla moltiplicazione tra la  $f_{lx}$  e la  $f_{ly}$  corrispondente e  $k_e$ . Con  $f_{lx}$  e  $f_{ly}$  si indicano le pressioni laterali agenti nelle due direzioni, che risultano dipendere dalla percentuale di staffe presente nelle due direzioni e la tensione di snervamento relativa, assunta pari al valore medio di snervamento dell'acciaio ( $f_{ym}$ ). Le percentuali di armatura  $\rho_x$  -  $\rho_y$  sono grandezze adimensionali, che dipendono da due quantità, quali la somma delle aree trasversali dei bracci di ogni staffa e la regione di applicazione di calcestruzzo corrispondente, che in un caso è data dal prodotto tra  $d_c$  ed  $s$  e nell'altro dal prodotto tra  $b_c$  ed  $s$ . Con  $s$  si indica la distanza tra il baricentro di due staffe successive, misurata in senso longitudinale. Di seguito le formulazioni pertinenti a  $\rho_x$ ,  $\rho_y$ ,  $f_{lx}$ ,  $f_{ly}$ ,  $f'_{lx}$  e  $f'_{ly}$ :

$$\rho_x = \frac{\sum A_{sx}}{d_c \cdot s}$$

$$\rho_y = \frac{\sum A_{sy}}{b_c \cdot s}$$

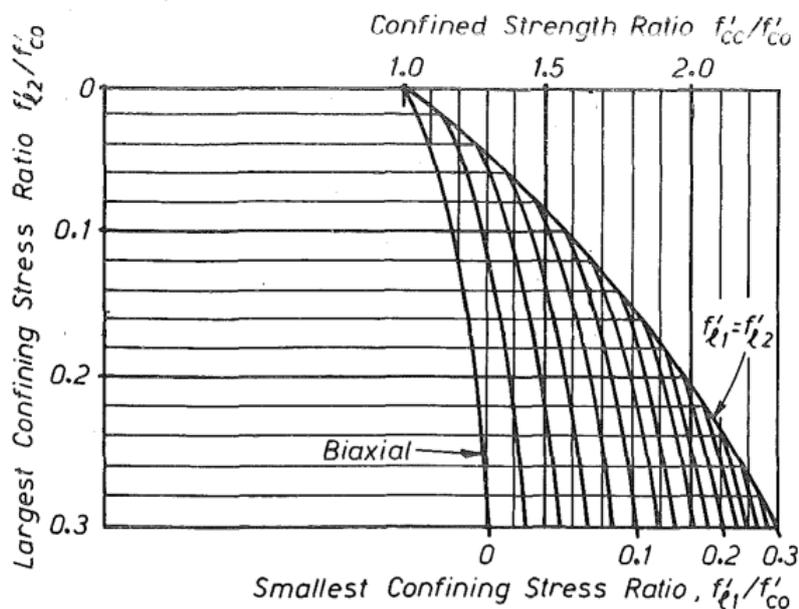
$$f_{lx} = \rho_x \cdot f_{ym}$$

$$f_{ly} = \rho_y \cdot f_{ym}$$

$$f'_{lx} = k_e \cdot f_{lx}$$

$$f'_{ly} = k_e \cdot f_{ly}$$

Il calcolo delle pressioni laterali efficaci ci permette di definire il valore resistente a compressione del calcestruzzo confinato  $f'_{cc}$ . Il computo viene fatto per mezzo della figura sottostante:



**Figura 16:** grafico per il calcolo del rapporto tra resistenza a compressione del calcestruzzo confinato e non confinato. Immagine presa dalla pubblicazione "Mander JB, Priestley MJ, Park R. Fellow, "theoretical stress-strain model for confined concrete". J Struct Eng, ASCE 1988;114(8):1804-26."

Si entra nell'asse verticale sinistro del grafico mediante il valore più alto del rapporto tra la pressione laterale efficace e la resistenza a compressione del calcestruzzo non confinato. Con il valore più piccolo del rapporto tra le grandezze precedenti si entra nell'asse orizzontale in basso. L'intersezione definisce un punto, che sull'asse orizzontale in alto indica il valore del rapporto tra la resistenza a compressione del calcestruzzo confinato ( $f'_{cc}$ ) e non confinato ( $f'_{co}$ ), che permette dunque di definire il valore di  $f'_{cc}$ . Come detto in precedenza, a tale valore resistente  $f'_{cc}$  si associa un valore di deformazione  $\epsilon_{cc}$ , che può essere calcolata con la seguente formula:

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \cdot \left[ 1 + 5 \cdot \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$$

Si può notare come tale deformazione dipenda da alcuni parametri, quali la resistenza del calcestruzzo non confinato, la deformazione ad essa associata e infine la resistenza del calcestruzzo confinato  $f'_{cc}$ . Come per il caso non confinato, si riporta di seguito la relazione che descrive la curva:

$$f_c(\varepsilon_c) = \frac{f'_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r}$$

Dalla formula vediamo che la tensione di compressione nel calcestruzzo risulta dipendere dagli stessi parametri della tensione per il caso non confinato, ad eccezione della  $f'_{co}$ , che viene sostituita con  $f'_{cc}$ . Questa legge risulta essere valida fino al valore ultimo di deformazione ( $\varepsilon_{cu}$ ). Di seguito le formulazioni relative alle grandezze  $E_c$ ,  $E_{sec}$ ,  $x$ , e  $r$ , nelle quali si può notare che le grandezze ( $f'_{co}$ ) - ( $\varepsilon_{co}$ ) vengono sostituite dalle ( $f'_{cc}$ ) - ( $\varepsilon_{cc}$ ) corrispondenti:

$$E_c = 5000 \cdot \sqrt{f'_{cc}}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$

Come nel caso non confinato, anche nel caso del calcestruzzo confinato per calcolare il modulo di elasticità tangente la tensione di picco  $f'_{cc}$  deve essere espressa in MPa. Il calcolo del valore resistente a compressione per il calcestruzzo non confinato viene fatto sia per le travi che per i pilastri.

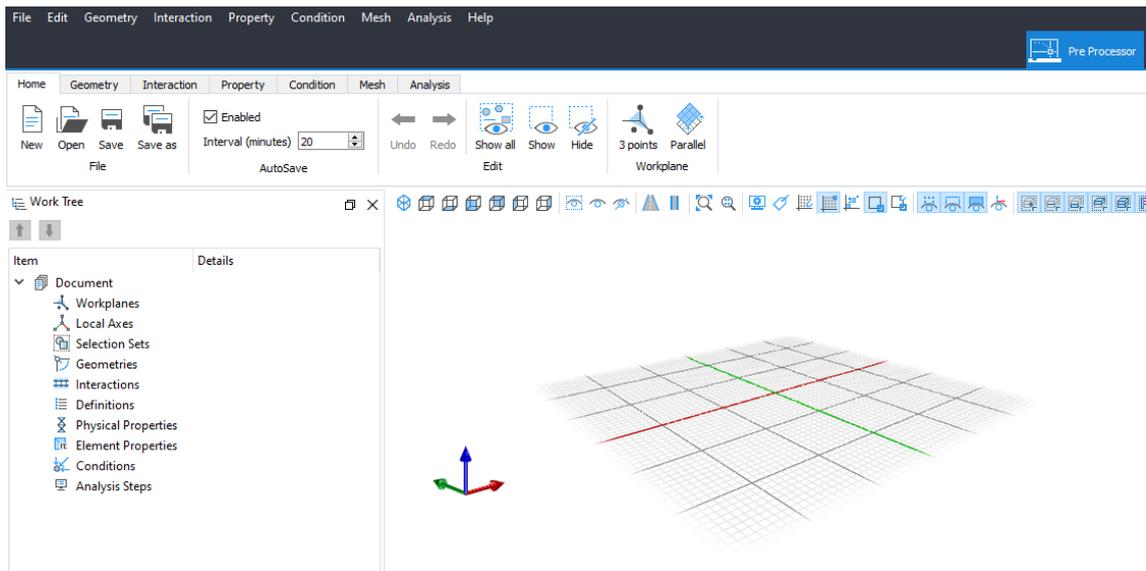
Relativamente all'acciaio, il valore di tensione di snervamento considerato per le armature trasversali e longitudinali si ottiene per mezzo di una distribuzione log-normale che risulta essere dipendente da alcuni parametri, quali la resistenza a snervamento cilindrica dell'acciaio per un frattile 5% ( $f_{yk}$ ), il coefficiente della distribuzione normale per lo stesso frattile ( $k_{p,0}$ ) e infine il coefficiente di variazione CoV. Di seguito la formula per il calcolo del valore medio di snervamento:

$$f_{ym} = \frac{f_{yk}}{\exp(-k_{p,0} \cdot CoV)}$$

Occorre precisare che la precedente formulazione rappresenta una relazione approssimata e risulta essere valida per un coefficiente di variazione minore di 0.2.

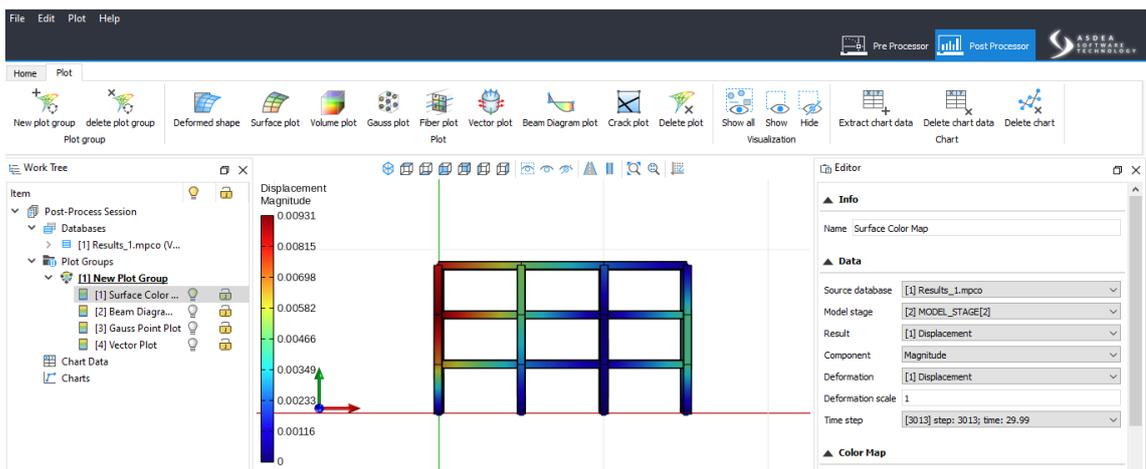
## **9.2. Introduzione a STKO (Scientific ToolKit for OpenSees)**

Il telaio progettato precedentemente in Sap è stato modellato poi nel software STKO (Scientific ToolKit for OpenSees), un programma moderno in cui la modellazione è del tipo a fibre. STKO costituisce uno strumento all'avanguardia nella visualizzazione di dati per OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation), un software open-source con il quale è possibile studiare modelli sia lineari che non lineari. Viene usato per simulare il comportamento di sistemi strutturali sottoposti a eventi sismici, risulta però privo di un'interfaccia grafica, ovvero i file sia in input che in output sono solo nel linguaggio di programmazione “.tcl” (tool command language), rendendo meno agevole e rapida l'interpretazione dei risultati. STKO rappresenta proprio quell'interfaccia grafica completamente integrata con OpenSees che velocizza la modellazione dei casi oggetto di studio e rende più agevole la lettura e l'interpretazione dei risultati ottenuti. Nella libreria è possibile trovare tutto ciò che è disponibile in OpenSees (materiali, condizioni di vincolo...). In STKO non è presente il concetto di unità di misura; perciò, bisogna porre attenzione ad essere coerenti con le misure scelte in tutte le fasi di modellazione, per evitare di incorrere poi in risultati non corretti. All'interno del software è presente una parte di pre-processing, con caratteristiche simili a quella CAD. Nell'area di pre-processing si costruisce da zero il modello, dalla definizione della geometria, dei materiali, del modello di comportamento, dei carichi applicati fino alla tipologia di analisi che si vuole svolgere. Di seguito un'immagine del pre-processing:



*Figura 17: rappresentazione della sezione di pre-processing in STKO.*

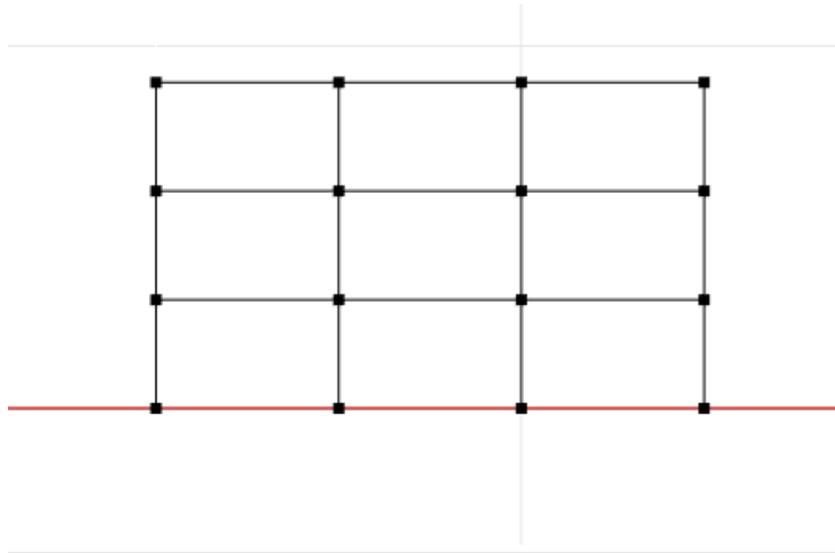
Alla parte di pre-processing è affiancata un'area di post-processing che è utile per la visualizzazione dei risultati e ne rende più facile l'interpretazione. Nel post-processing è possibile visualizzare ed estrarre risultati di vario genere, (in termini di spostamenti, caratteristiche di sollecitazione, tensione e deformazione...) e a vari livelli, ovvero in corrispondenza dei nodi, dei Gauss points o addirittura delle fibre. Di seguito una serie di immagini del post-processing:



*Figura 18: rappresentazione della sezione di post-processing in STKO.*

### 9.3. Costruzione del modello

Il primo step è stato disegnare lo schema geometrico del telaio. Anche in questo caso come in Sap la luce delle travi è di cinque metri, mentre l'altezza dei pilastri è di tre metri. Di seguito un'immagine della geometria:

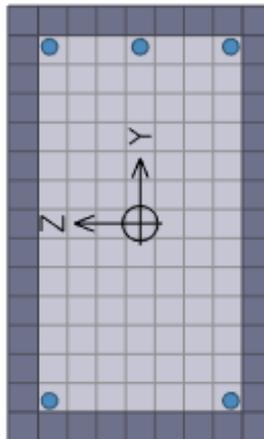


*Figura 19: rappresentazione dello schema geometrico del telaio.*

Le linee schematizzano travi e colonne, in particolare rappresentano gli assi baricentrici rispettivi. I nodi trave-colonna vengono schematizzati con dei punti neri, nei quali convergono gli assi di inerzia degli elementi. Il secondo step è stato la definizione dei materiali, per il calcestruzzo si è scelto il legame “Concrete02” mentre per l'acciaio il “Reinforcing Steel” entrambi presenti all'interno del software. Si è optato per modelli costitutivi di tipo non lineare, così da poter tener in conto le non linearità meccaniche, dovute all'entrata in campo inelastico di ambedue i materiali, acciaio e calcestruzzo. Si è optato per il modello “Concrete02” poiché permette di considerare un'aliquota di resistenza anche a trazione, il cui andamento è di tipo softening lineare. Si predilige questo modello piuttosto che il “Concrete01” poiché quest'ultimo non offre alcuna resistenza a trazione. Per quanto concerne l'acciaio, la scelta del modello di comportamento “Reinforcing Steel” è guidata dal fatto che consente una trattazione più completa e realistica. Con questo modello, infatti, si possono tenere in conto alcune tipologie di collasso che sono abbastanza comuni nell'acciaio, quali ad esempio il fenomeno di buckling e il collasso per fatica. Riguardo al buckling si è considerato il

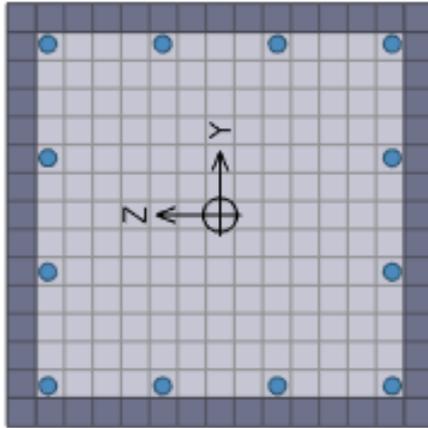
modello basato su Dhakal e Maekawa (2002), mentre per la fatica i parametri adottati sono quelli della curva di Menegotto-Pinto. Si procede poi con la definizione della sezione delle travi e dei pilastri costituenti il telaio. La modellazione scelta per gli elementi strutturali è di tipo a fibre, ovvero tutta la sezione viene discretizzata tramite tante fibre di piccole dimensioni, ognuna rappresentata con una forma circolare. La parte non lineare viene tenuta in conto per mezzo dei legami costitutivi dei materiali. A ciascuna fibra corrisponde il legame costitutivo del materiale che rappresentano, vale a dire che le fibre in corrispondenza del calcestruzzo avranno il legame costitutivo scelto per il calcestruzzo, mentre quelle presenti nelle barre di armatura avranno il legame costitutivo dell'acciaio. Le sezioni di trave e pilastro disegnate sono quelle progettate in Sap; quindi, il quantitativo di armature longitudinali e staffe è lo stesso del telaio precedentemente progettato.

Di seguito si riporta un'immagine della sezione della trave:



*Figura 20: rappresentazione della sezione della trave modellata in STKO.*

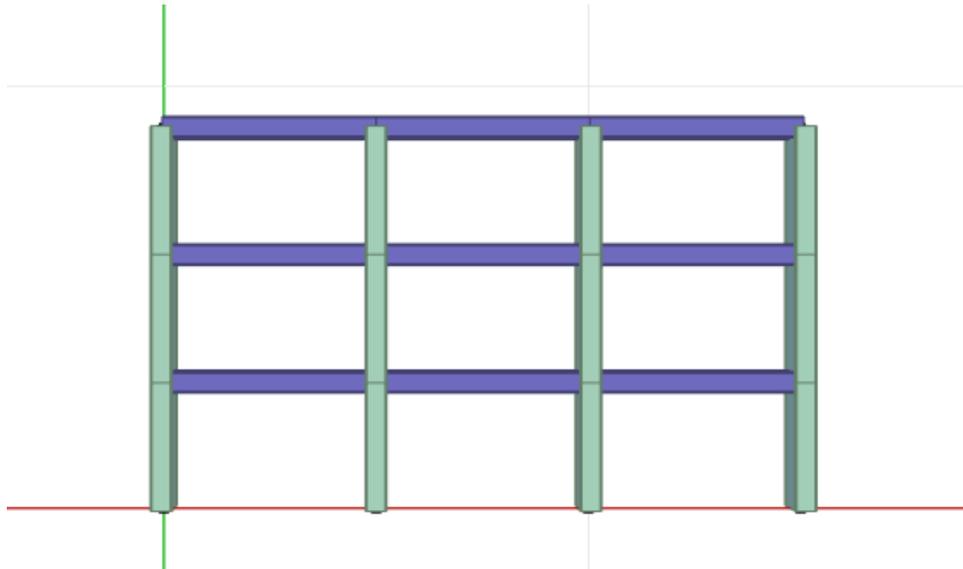
La trave ha la base di 30 cm e altezza 50 cm, l'armatura è disposta sia in zona tesa che in zona compressa. Al lembo inferiore sono presenti due barre di armatura, mentre al lembo superiore sono presenti tre barre, il diametro scelto per tutte le barre delle travi è 18 mm. La presenza delle staffe è resa nota attraverso una colorazione più chiara all'interno della sezione e una più scura posta all'esterno.



*Figura 21: rappresentazione della sezione del pilastro modellato in STKO.*

Il pilastro è quadrato ed ha dimensione 50x50 cm, l'armatura è disposta in modo simmetrico in tutti e quattro i lati data la variabilità della direzione di arrivo del sisma. Sono presenti quattro barre di armatura per ogni lato, il cui diametro è 20 mm. Come per la trave, la presenza delle staffe è resa nota attraverso una colorazione più chiara all'interno della sezione e una più scura posta all'esterno. Come detto in precedenza, in entrambe le immagini vi è una diversa tonalità di colore tra l'area interna e l'area esterna della sezione: più chiara all'interno e più scura all'esterno. L'area più chiara è quella contenuta dalle staffe, rappresenta il core della sezione; nel core le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo saranno diverse rispetto quelle presenti nel bordo esterno. Grazie all'azione di confinamento esercitata dalle staffe, le prestazioni del calcestruzzo presente nel core saranno maggiori sia in termini di resistenza alle azioni agenti che in termini di duttilità, ovvero la sezione avrà una capacità di deformazione anelastica maggiore.

Una volta definite le sezioni, queste vengono assegnate al modello. Bisogna controllare che il conferimento venga fatto correttamente, per evitare errori durante l'analisi. Si riporta un'immagine dove si mostra quanto fatto:



*Figura 22: rappresentazione delle proprietà fisiche assegnate al telaio.*

Gli elementi trave sono quelli con gradazione viola, mentre gli elementi pilastro sono con gradazione verde.

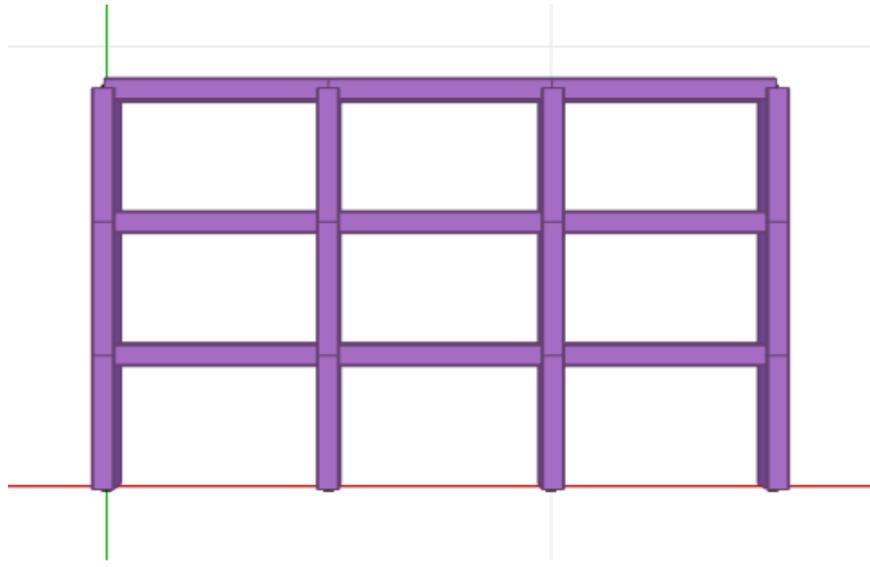
Lo step successivo è stato definire il “modello di comportamento” per travi e pilastri; la scelta del modello di comportamento da usare dipende da molteplici fattori, tra cui il materiale, la dimensione dell’elemento, la mesh desiderata e anche il tipo di risultati che si vuole ottenere. I modelli presi in considerazione sono due: “Displacement-based Element” e “Force-based Element”, quest’ultimo è quello adottato per questo caso studio.

Entrambi vengono usati in modelli a plasticità diffusa, ma differiscono in termini di ipotesi di partenza e incognite del problema. Nella tipologia “Displacement-based” il parametro da determinare è lo spostamento. L’ipotesi di partenza è relativa alla distribuzione degli spostamenti, assunta come continua lungo tutto l’elemento. Il calcolo delle deformazioni viene fatto a partire dagli spostamenti, e, una volta determinate, vengono applicate a livello sezionale in modo tale da ottenere le tensioni e le sollecitazioni agenti. Con il “Displacement-based”, nel caso di studio di sistemi strutturali in cui si considerano le non linearità, è necessario infittire molto la mesh del modello, questo porta ad avere un incremento notevole in termini di onere computazionale. Inoltre, l’elemento trave che può essere studiato è solo quello appartenente al modello Eulero-Bernoulli, vale a dire che non si può tener conto dell’effetto del taglio e dunque non si può ottenere in output la risposta in termini di taglio. Infine, la lunghezza caratteristica

per questo modello è coincidente con la lunghezza dell'elemento, ma risulta essere funzione della mesh adottata, ciò comporta una variazione della lunghezza caratteristica al variare della mesh, variando di conseguenza anche i risultati che si ottengono.

Nella tipologia “Force-based” invece il parametro da determinare è la deformazione. In questo caso si assume che la distribuzione di forze sia continua lungo l'elemento, e il calcolo delle deformazioni viene fatto mediante un processo iterativo. A differenza del modello precedente, nel caso di sistemi strutturali in cui si vuole tenere in conto delle caratteristiche non lineari dei materiali, con il modello “Force-based” non è necessario attuare un “Mesh refinement” per ottenere risultati accurati. A differenza del “Displacement\_based”, nel “Force-based” l'elemento trave che può essere studiato è quello appartenente al modello di Timoshenko, l'effetto del taglio lo si può considerare tramite il “sectionAggregator”, uno strumento con il quale è possibile associare ad uno stesso elemento diverse proprietà fisiche. Infine, la lunghezza caratteristica per questo modello non coincide con la lunghezza dell'elemento, ma corrisponde invece alla dimensione del Gauss point. Variando il numero di Gauss points varia la lunghezza caratteristica, la soluzione dunque risulta dipendente stavolta dalla tipologia di integrazione scelta, a seconda della quale si possono avere risultati diversi. La tipologia adottata in questo caso è l'integrazione secondo Gauss-Lobatto, un metodo molto comune per valutare la risposta di sistemi strutturali del tipo “Force-based”. Si è scelto di considerare cinque punti di integrazione, due vengono disposti alle estremità di ciascun elemento, uno nella mezzeria e gli altri due ciascuno tra un'estremità e la mezzeria.

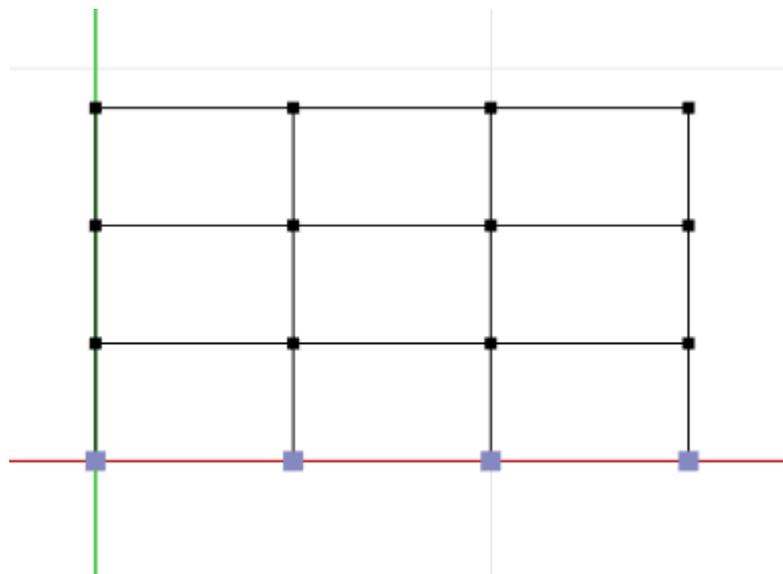
Di seguito un'immagine in cui si mostra il modello “Force-based” assegnato a tutti gli elementi:



*Figura 23: rappresentazione del modello di comportamento assegnato al telaio.*

La gradazione scelta per il modello “Force-based” è viola.

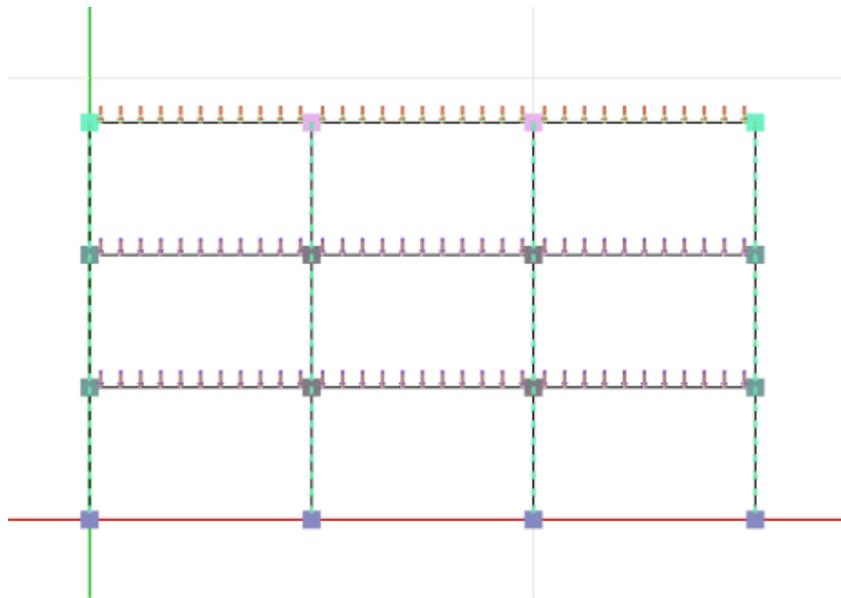
A questo punto si possono definire le condizioni di vincolo e i carichi da applicare al telaio. Riguardo i vincoli la struttura risulta incastrata alla base, bloccando lo spostamento e la rotazione in tutte le direzioni, analogamente come fatto con il telaio progettato in Sap2000. Di seguito un’immagine che mostra i vincoli ad incastro alla base della struttura:



*Figura 24: rappresentazione delle condizioni di vincolo assegnate alla base del telaio.*

Si definisce poi la massa del telaio. Occorre precisare anzitutto che il software lavora solo con il modello di comportamento “Lumped Mass”, vale a dire che la massa viene assunta

come concentrata ai nodi. In STKO è possibile inserire la massa tramite l'uso di diversi comandi, quali: "EdgeMass", "FaceMass" "VolumeMass". Questi comandi servono a rendere più agevole e a facilitare questa fase all'utente, ma a prescindere dal comando scelto, il software poi ripartisce la massa sui nodi della struttura, tramite calcoli interni che esegue in autonomia. Dunque, i carichi vengono inseriti in corrispondenza dei nodi della struttura. In secondo luogo, si inseriranno i carichi pertinenti all'analisi che verrà svolta nel prossimo step. Una volta definita la massa, è stata fatta un'analisi modale, così da poter confrontare i risultati con quelli ottenuti nell'analisi modale svolta in Sap. Il confronto ha riguardato i periodi di vibrazione e i relativi modi di vibrare: in termini di periodo si è visto che non vi è uno scostamento significativo tra i valori ottenuti nei due diversi modelli; per i modi di vibrare si ha in entrambi i casi: il primo modo non ha punti di nullo, il secondo modo ha un punto di nullo mentre il terzo ha due punti di nullo. Il conseguimento degli stessi risultati nei due diversi software ci conferma che il modello costruito in STKO è ben definito. Si sono dunque aggiunti gli altri carichi attinenti, considerati come uniformemente distribuiti sulle campate del telaio. Si riporta un'immagine che mostra i carichi distribuiti inseriti:

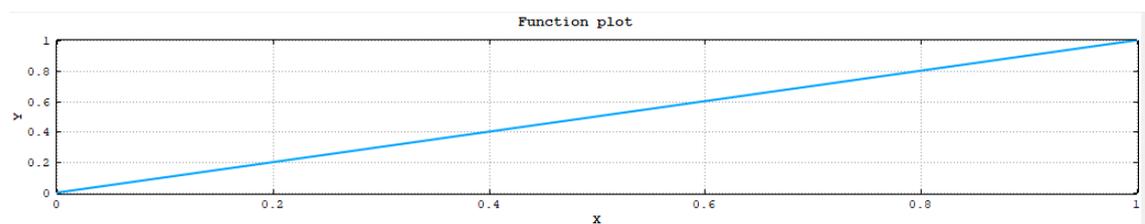


*Figura 25: rappresentazione dei carichi agenti sul telaio.*

## 9.4. Definizione della mesh e delle analisi svolte

Una volta applicati i carichi al modello si va a stabilire la mesh: bisogna porre attenzione a questo step, anzitutto perché se non viene definita non è possibile poi eseguire le analisi, e in secondo luogo un'errata definizione della mesh può portare a dei risultati non corretti, a causa di una mesh troppo o troppo poco fitta. La mesh risulta essere anche dipendente dalla tipologia di modello di comportamento ("Displacement-based" e "Force-based"). Con il "Displacement-based" occorre distinguere tra risposta a livello globale e locale: a livello globale una mesh non troppo fitta è sufficiente per ottenere una buona accuratezza dei risultati, mentre a livello locale occorre avere una mesh più fitta per avere un'accuratezza appropriata. Con il "Force-based" invece non occorre distinguere tra risposta a livello globale e locale, si ottiene una risposta accurata in entrambi i casi. Avendo adottato per il telaio il modello di comportamento "Force-based" si è definita dunque una mesh non troppo fitta, poiché adeguata ai fini dell'analisi.

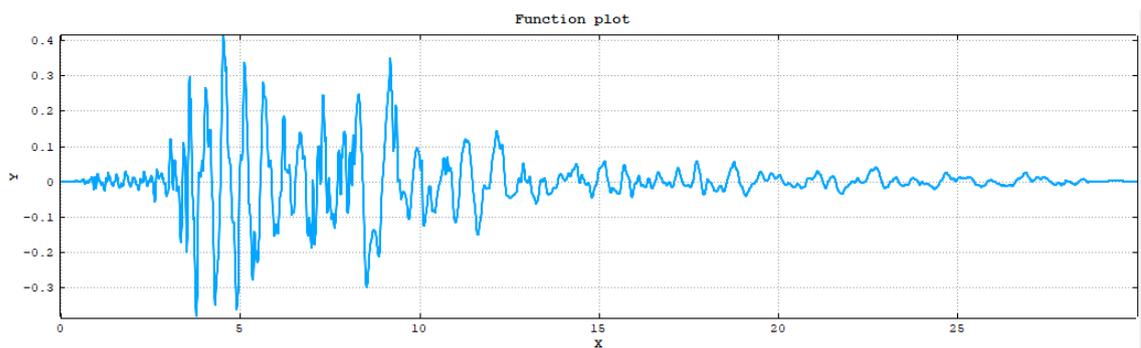
Per quanto concerne l'analisi, ne vengono fatte di due tipologie: la prima è un'analisi statica, con la quale è possibile valutare le sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali. I carichi gravitazionali vengono applicati in dieci step. Per fare ciò, si è definita la "TimeSeries Linear".



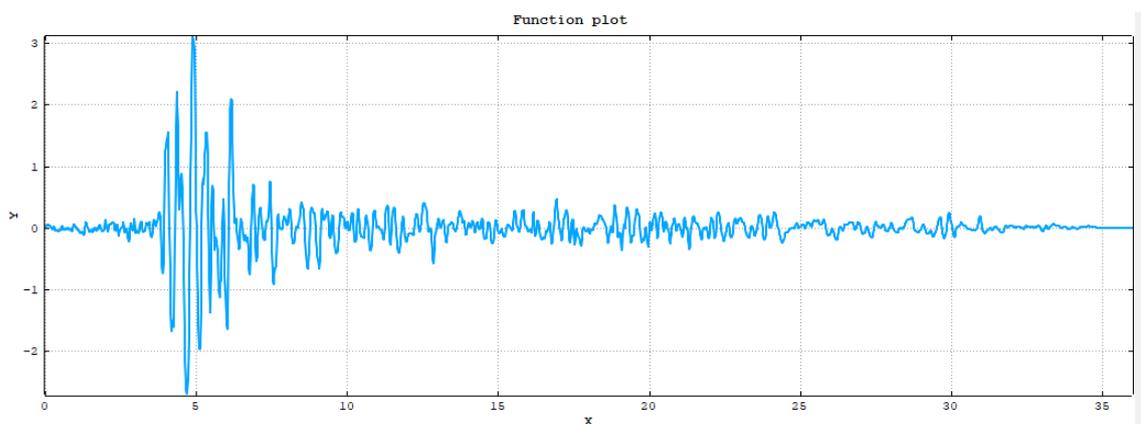
*Figura 26: rappresentazione della time-series "linear" per l'applicazione dei carichi gravitazionali.*

La seconda è un'analisi dinamica non lineare, ovvero si sottopone il telaio ad una time-history. Si considerano 30 diversi input sismici scelti in funzione di eventi sismici naturali e con andamento variabile nel tempo, e come "Intensity Measure" (IM) l'accelerazione elastica spettrale. Di quest'ultima si considerano 10 scalature, il valore di partenza è pari a 0.1g mentre il valore finale è 1g, con un incremento di 0.1g da una scalatura all'altra. Quindi si considerano una serie di scalature del valore spettrale di accelerazione contenute all'interno dell'intervallo [0.1g,1g]. Si è scelto questo intervallo di valori per

l'accelerazione sismica poiché sul territorio aquilano il valore spettrale di accelerazione massimo risulta essere pari a circa 0.87g, perciò, risulta appropriato al sito preso in considerazione assumere un'accelerazione massima pari a 1g. Per i sismi si sono presi 30 diversi accelerogrammi a causa dell'incertezza intrinseca nelle sue caratteristiche, quali ad esempio la non simultaneità del valore di picco di ogni sisma, la dipendenza di ciascun sisma dalla tipologia di terreno attraversato, la distanza più o meno notevole dall'epicentro. In output si prendono le caratteristiche di sollecitazione di sforzo normale, taglio e momento flettente agenti in ciascun elemento strutturale in corrispondenza delle due estremità, gli spostamenti di interpiano in corrispondenza di ogni piano della struttura. Quest'ultimi vengono poi definiti come "Engineering Demanding Parameters" (EDPs), ovvero dei parametri di risposta che rappresentano delle quantità misurabili con le quali si può avere una stima in merito alla misura del danno relativo non solo alle componenti strutturali di un sistema, ma anche alle componenti non strutturali. Di seguito si riporta l'andamento nel tempo di due dei trenta input sismici cui è stata sottoposta la struttura:



*Figura 27: rappresentazione di uno dei trenta input sismici considerati.*



*Figura 28: rappresentazione di un altro input sismico tra i trenta considerati.*

Nelle figure si rappresenta l'andamento dell'accelerogramma in funzione del tempo. Dalle immagini sopra riportate è possibile apprezzare le differenze tra i due sismi in termini di istante, durata del picco e durata del sisma.

Prima di poter lanciare l'analisi è opportuno impostare alcuni passaggi in STKO. L'ordine con cui vengono disposti i vari step è cruciale affinché l'analisi proceda senza che vi siano errori. Il primo step consiste nel definire la grandezza da parametrizzare, questo può essere fatto inserendo un file personalizzato con estensione ".tcl" nel "customCommand" di STKO. Lo step successivo lo si fa con il "MPCORecorder", nel quale si deve parametrizzare il nome del file in output, in questo modo si avrà un file output diverso per ogni processore che verrà lanciato durante l'analisi. Questo comando ci permette anche di scegliere quali risultati devono essere registrati in output: si possono avere risultati a livello dei nodi, la cui distribuzione è lineare lungo l'elemento (ad esempio gli spostamenti), alle sole estremità dell'elemento, in questo caso i valori possono differire da un lato all'altro di uno stesso nodo (ad esempio forze e deformazioni), a livello dei Gauss points al cui interno il valore rimane costante (ad esempio "section.force" e "section.deformation") e infine anche a livello delle fibre (ad esempio "section.fiber.stress" e "section.fiber.strain"). Si procede poi con la parametrizzazione dell'accelerazione ovvero dei sismi, in questo modo la struttura verrà sottoposta a un numero di input sismici coincidente con il numero di processori lanciati nell'analisi. Si inserisce poi lo smorzamento secondo il modello di Rayleigh. A questo punto si inserisce un file personalizzato .tcl tramite il "customCommand" nel quale si definiscono le grandezze che si vuole ottenere in output, tramite il comando "recorder". Tale comando è molto utile perché consente all'utente di ottenere in output risultati a diversi livelli, ovvero in corrispondenza dei nodi, dell'elemento strutturale, di una sezione specifica dell'elemento fino addirittura a livello delle fibre costituenti ogni sezione. Per gli spostamenti si usa il comando "recorder Drift" e si registrano gli spostamenti di interpiano di ciascun piano del telaio. Nel file in output questi vengono riportati in funzione del tempo dell'input sismico considerato e disposti ciascuno in una colonna, in modo tale da poter essere meglio utilizzati nell'implementazione che verrà successivamente fatta in Matlab.

## 10. Campionamento parametri

In questo capitolo si illustra la procedura relativa al campionamento di alcune grandezze riguardanti le caratteristiche meccaniche dei materiali. Si è deciso di effettuare un campionamento nei confronti dei materiali in modo tale da poter considerare diverse strutture e avere così un quantitativo di dati sufficiente per poter poi effettuare delle analisi probabilistiche. La tecnica di campionamento adottata è chiamata Latin Hypercube introdotta da Mckey et al. (1979). Si è optato per campionare alcune delle caratteristiche meccaniche per entrambi i materiali presenti in questo elaborato, acciaio e calcestruzzo. Il numero di grandezze campionate è cinque e sono: la resistenza a compressione del calcestruzzo ( $f_c$ ), la resistenza a snervamento dell'acciaio ( $f_y$ ), la resistenza ultima dell'acciaio ( $f_u$ ) e la deformazione ultima corrispondente ( $\epsilon_u$ ), il modulo di elasticità dell'acciaio ( $E_s$ ). Si considera un campione di dimensione 30, vale a dire che per ciascuna grandezza si considerano 30 valori diversi, ciascuno dei quali risulta essere un valore medio, ottenuto mediante una distribuzione lognormale. Si procede con la definizione della matrice di correlazione ( $R_0$ ) per le grandezze da campionare:

	$f_c$	$f_y$	$f_u$	$\epsilon_u$	$E_s$
$f_c$	1	0	0	0	0
$f_y$	0	1	0.85	-0.5	0
$f_u$	0	0.85	1	-0.55	0
$\epsilon_u$	0	-0.5	-0.55	1	0
$E_s$	0	0	0	0	1

La matrice di correlazione è una matrice quadrata e simmetrica che mette in luce la correlazione eventuale tra due variabili. Nella prima riga e nella prima colonna vengono riportate le grandezze di interesse per questo caso studio. Al suo interno sono presenti degli indici detti indici di correlazione ( $r_{ij}$ ), quantità adimensionali il cui valore numerico può variare in un intervallo tra  $-1$  e  $1$  estremi inclusi. Gli indici forniscono una misura dell'entità di correlazione tra due grandezze, che varia a seconda del valore che questi assumono: per un valore pari a  $-1$  le grandezze sono perfettamente correlate

negativamente, mentre per un valore pari a 1 sono perfettamente correlate positivamente. Si hanno poi diversi casi all'interno dell'intervallo  $[-1, 1]$  in particolare:

Per un indice  $> 0$  le grandezze risultano positivamente correlate;

Per un indice  $< 0$  le grandezze risultano negativamente correlate;

Per un indice  $=0$  non esiste alcuna correlazione tra le due grandezze.

Inoltre, a seconda del valore che assumono gli indici nell'intervallo  $]0,1[$  le grandezze possono essere debolmente correlate, moderatamente correlate o fortemente correlate a seconda che i valori degli indici di correlazione siano rispettivamente bassi, medi o alti. I valori degli indici di correlazione vengono presi dai codici presenti in letteratura.

Si procede poi con la definizione della matrice di covarianza ( $C_0$ ), con la quale si può rappresentare e avere una stima della variazione di una grandezza rispetto ad un'altra. La matrice risulta essere quadrata e simmetrica e gli elementi costituenti sono le varianze di ogni grandezza rispetto a se stessa lungo la diagonale principale e le covarianze tra due grandezze diverse fuori diagonale. I valori nella diagonale principale sono sempre positivi, mentre i valori fuori diagonale possono essere positivi, negativi o nulli. Nel caso di covarianza positiva le due grandezze risultano mediamente concordi, vale a dire che al crescere di una cresce anche l'altra; nel caso di covarianza negativa le due grandezze risultano mediamente discordi, vale a dire che al crescere di una l'altra diminuisce e viceversa. Infine, sono possibili anche valori nulli di covarianza, questo accade nei casi in cui le grandezze coinvolte siano statisticamente indipendenti. Di seguito la tabella con i valori di varianza e covarianza:

	$f_c$	$f_y$	$f_u$	$\varepsilon_u$	$E_s$
$f_c$	0.0223	0	0	0	0
$f_y$	0	0.0025	0.0021	-0.0022	0
$f_u$	0	0.0021	0.0025	-0.0025	0
$\varepsilon_u$	0	-0.0022	-0.0025	0.0081	0
$E_s$	0	0	0	0	8.996E-04

## **10.1. Latin Hypercube**

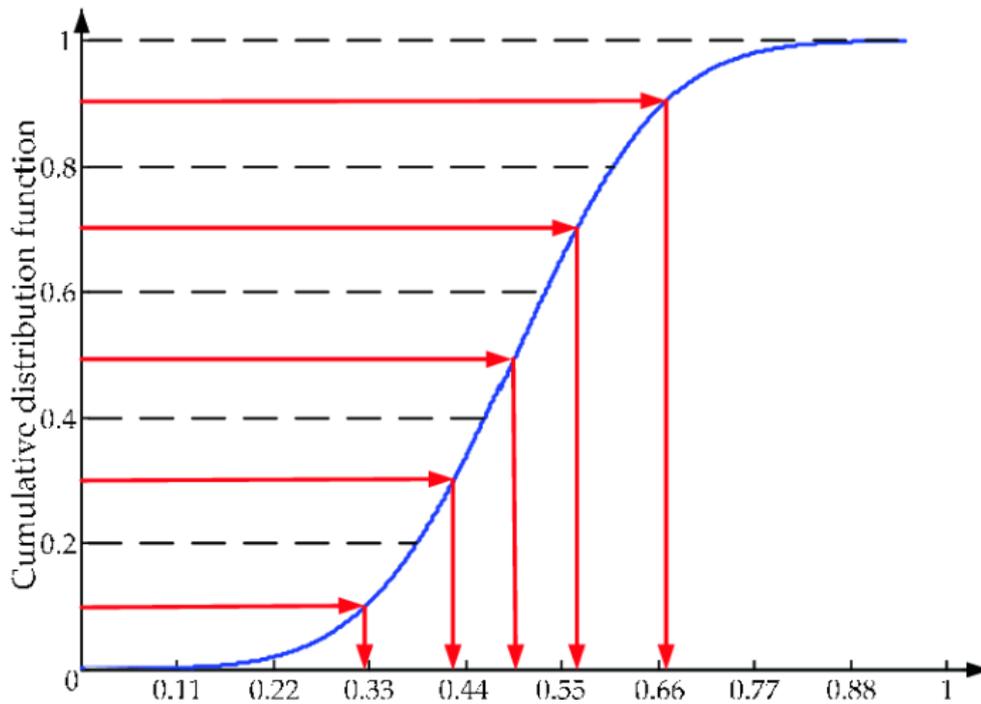
In questa tecnica di campionamento, introdotta per primo da Mckey et al. (1979), l'intervallo della grandezza  $X_i$  è suddiviso in un numero pari a  $n$  sottointervalli di uguale probabilità marginale data da  $1/n$ , e la grandezza viene campionata in ciascun sottointervallo. Al campionamento segue una combinazione di tipo casuale delle realizzazioni. Questo metodo sembra essere vantaggioso quando l'output (cioè la probabilità di fallimento) è dominato da poche variabili di base coinvolte nella formulazione dell'affidabilità. In questo approccio, indicato con  $n$  il numero delle grandezze, si effettuano i seguenti passaggi:

1) l'intervallo di probabilità  $[0,1]$  viene diviso in tanti sotto intervalli quante sono le grandezze considerate. Tutti i sotto intervalli hanno la proprietà di essere equiprobabili e disgiunti, ovvero non sovrapposti. A ciascuna grandezza  $X_i$  viene associato un intervallo di probabilità i cui valori risultano essere compresi tra 0 e 1;

2) da ciascun sotto intervallo viene campionato un singolo valore e la corrispondente grandezza viene calcolata secondo il metodo CDF (Cumulative Distribution Function), che permette, di ottenere il valore della variabile aleatoria tramite l'inversa della funzione CDF;

3) viene eseguita una combinazione casuale tra gli  $n$  valori campionati per ciascuna grandezza  $X_i$  in modo tale da ottenere una combinazione di tipo randomico dei risultati.

Di seguito si riporta un'immagine presa dalla pubblicazione di "Dai Cui et al., 2020" in cui si mostra la suddivisione in sotto intervalli:



**Figura 29:** rappresentazione della suddivisione in sottointervalli della funzione di probabilità cumulata nella tecnica di campionamento Latin Hypercube. Immagine presa dalla pubblicazione “Dai Cui, Fei Xu, Weichun Ge, Pengxiang Huang, Yunhai Zhou. “A Coordinated Dispatching Model Considering Generation and Operation Reserve in Wind Power-Photovoltaic-Pumped Storage System”, September 2020.”

Sull’asse delle ordinate si rappresenta l’intervallo di probabilità della funzione di probabilità cumulata (CDF), mentre sull’asse delle ascisse si rappresenta la variabile aleatoria.

## 11. Verifiche a taglio

In merito alla verifica a taglio per le travi, pilastri e nodi del telaio si segue quanto indicato dalla Circolare 2019 al § C8.7.2.3.5, nella quale vengono fornite le formulazioni per la verifica a taglio in condizioni di carichi ciclici. Si è optato per questa tipologia di verifica poiché risulta essere più stringente e soprattutto più appropriata al caso studio di questo elaborato, rispetto alla verifica a taglio proposta dalla normativa italiana al § 4.1.2.3.5.2. Infatti, le sollecitazioni dovute agli eventi sismici sono di tipo ciclico, a causa della natura intrinseca del sisma; in presenza di azioni cicliche, occorre tenere in considerazione che la resistenza a taglio è soggetta ad un abbassamento in funzione della domanda di duttilità sull'elemento, per il livello di azione considerato. Per quanto concerne travi e pilastri, si considera la formulazione [C8.7.2.8]. La verifica consiste nel confrontare l'azione di taglio agente su ciascun elemento con la capacità resistente  $V_R$  calcolata come indicato dalla seguente formula:

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[ \frac{h-x}{2L_V} \min(N; 0.55A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(0.5; \mu_{\Delta,pl})) \left[ 0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) \left( 1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_V}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_W \right] \right]$$

Da questa relazione si può notare che la capacità resistente a taglio risulta dipendere da molteplici parametri, tra cui un coefficiente il cui valore differisce tra elementi primari ed elementi secondari ( $\gamma_{el}$ ), le caratteristiche geometriche della sezione ( $A_c$ ), l'altezza della sezione ( $h$ ), la profondità dell'asse neutro ( $x$ ), la luce di taglio ( $L_V$ ), lo sforzo normale agente sulla sezione ( $N$ ), la resistenza a compressione del calcestruzzo della quale si assume il valore medio ( $f_c$ ), la quantità adimensionalizzata di armatura longitudinale totale disposta ( $\rho_{tot}$ ), il contributo resistente dovuto alla presenza di armature trasversali ( $V_W$ ) il cui calcolo varia a seconda della forma geometrica della sezione d'interesse, la parte plastica della domanda di duttilità ( $\mu_{\Delta,pl}$ ). Quest'ultimo parametro risulta essere piuttosto rilevante, in quanto è funzione della domanda di duttilità ( $\mu_{\Delta}$ ), il cui valore determina quale tra le capacità resistenti a taglio occorre assumere, tra la resistenza a taglio calcolata con la formulazione delle NTC nel caso di sezione con armatura trasversale in condizioni non sismiche e la resistenza a taglio in condizioni cicliche calcolata con la formula appena riportata. La Circolare specifica, infatti, che nel caso in cui  $\mu_{\Delta}$  risulti minore di 2 si assume come valore resistente a taglio il più alto tra quello ottenuto mediante la [4.1.29] delle NTC e quello ottenuto mediante la [C8.7.2.8]. Nel

caso in cui invece  $\mu_{\Delta}$  risulti maggiore di 3 il valore resistente a taglio è quello ottenuto mediante la formulazione per le azioni di tipo ciclico. Infine, nel caso in cui  $\mu_{\Delta}$  assuma valori intermedi tra 2 e 3, si procede con l'interpolazione lineare tra il valore di resistenza a taglio per il caso  $\mu_{\Delta}=2$  e il valore di resistenza a taglio calcolato mediante le azioni di tipo ciclico.

Le verifiche a taglio vengono effettuate anche in corrispondenza dei nodi, poiché risultano essere gli elementi sollecitati maggiormente a taglio. Come per pilastri e travi si seguono le indicazioni della Circolare al § C8.7.2.3.5. La verifica deve essere svolta solo per i nodi della struttura che risultino non interamente confinati, ovvero tutti i nodi esclusi soltanto quelli che soddisfino le indicazioni di natura geometrica presenti al § 7.4.4.3. In questo caso la verifica viene fatta in termini di tensioni di trazione e tensioni di compressione agenti, che devono risultare minori della capacità resistente offerta dal nodo. Di seguito si riportano le formule per lo sforzo di trazione e di compressione rispettivamente, utilizzate per il calcolo e per le verifiche:

$$\sigma_{jt} = \left| \frac{N}{2 \cdot A_j} - \sqrt{\left( \left( \frac{N}{2 \cdot A_j} \right)^2 + \left( \frac{V_j}{A_j} \right)^2 \right)} \right| \leq 0.3 \sqrt{f_c}$$

$$\sigma_{jt} = \frac{N}{2 \cdot A_j} + \sqrt{\left( \left( \frac{N}{2 \cdot A_j} \right)^2 + \left( \frac{V_j}{A_j} \right)^2 \right)} \leq 0.5 f_c$$

Dalle formulazioni sopra riportate si può notare che la tensione di trazione e di compressione ( $\sigma_{jt}$  e  $\sigma_{jc}$ ) agente sul nodo risultino dipendenti da alcune grandezze, tra cui lo sforzo normale proveniente dal pilastro superiore al nodo (N), l'area del nodo che risulta dipendere dalle sue dimensioni geometriche ( $A_j$ ) e il taglio totale agente sul nodo ( $V_j$ ). Per quest'ultimo, la Circolare specifica che deve essere calcolato mediante la somma algebrica di due quantità: il taglio trasmesso dal pilastro superiore e gli sforzi orizzontali trasmessi dalle parti superiori delle travi. Lo sforzo di trazione e di compressione devono essere confrontati entrambi con la resistenza a compressione del calcestruzzo espressa in MPa ( $f_c$ ), ma con aliquote diverse, quella nei confronti dello sforzo di trazione è più

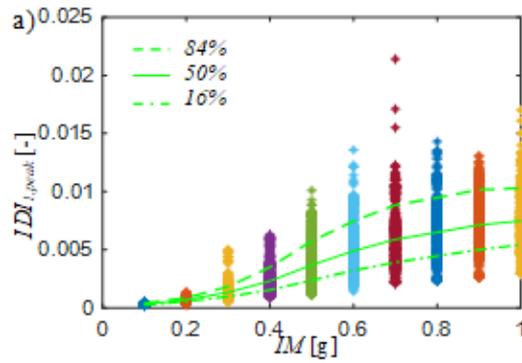
stringente. La  $f_c$  varia in funzione della classe di calcestruzzo adottata e corrisponde al valore medio di resistenza, diviso il fattore di confidenza congruo e il coefficiente parziale del materiale. Nella tabella sottostante si riassume il numero di collassi per ciascuna scalatura. Si può notare come il numero di collassi tenda via via a crescere mano mano che crescono le intensity measures.

<b>0.1 g</b>	<b>0.2 g</b>	<b>0.3 g</b>	<b>0.4 g</b>	<b>0.5 g</b>	<b>0.6 g</b>	<b>0.7 g</b>	<b>0.8 g</b>	<b>0.9 g</b>	<b>1 g</b>
0	0	0	7	38	79	112	223	298	392

Dai risultati si può notare che per i valori di intensity measures più severi alcune verifiche non risultano soddisfatte (corrispondono ai “NO” presenti entro ciascuna cella).

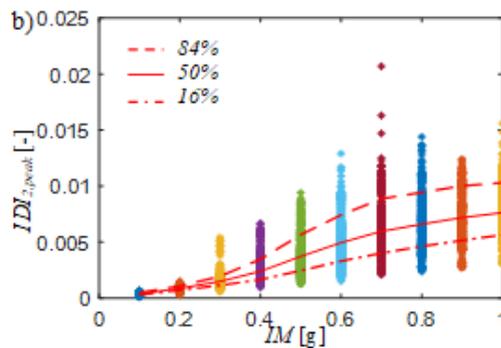
## 12. Curve IDAs

Gli spostamenti di interpiano ottenuti dalla time history fatta in STKO vengono poi elaborati tramite il software Matlab con il fine di rappresentarli in un piano cartesiano. Le curve che si ottengono sono le curve IDAs, dove IDAs è l'acronimo di "Incremental Dynamic Analyses" ovvero analisi dinamiche di tipo incrementale. Le IDAs rappresentano una metodologia di analisi parametrica applicata con il fine di avere una misura accurata in termini di prestazioni dei sistemi strutturali sottoposti ad azioni sismiche. Con questo metodo si sottopone la struttura ad uno o anche più accelerogrammi il cui andamento è variabile nel tempo, ciascuno di questi scalato a diversi livelli di accelerazione elastica spettrale. Le curve vengono fatte prendendo i valori massimi degli spostamenti di interpiano (IDIs) di ciascun piano del telaio, e anche per il valore massimo di spostamento ( $IDI_{max}$ ) pari al massimo valore tra i precedenti tre. Ciascuna IDA è il risultato di 9000 analisi non lineari fatte, ottenute mediante i 30 diversi input sismici, 30 campionamenti fatti per ciascun sisma, per 10 valori di IMs compresi nell'intervallo [0.1g,1g]. Per la definizione delle curve IDA si considera una distribuzione del tipo lognormale per gli spostamenti di interpiano; si procede poi, per ciascuna scalatura considerata, con il calcolo dei parametri statistici che caratterizzano tale tipologia di distribuzione, ovvero la media e la deviazione standard. Queste due grandezze permettono di condensare in un solo valore tutte le incertezze presenti nel modello, dovute sia alla variabilità dei materiali che alla variabilità dei sismi considerati. Come casistiche di collasso si considerano sia quelle di tipo flessionale, dovute al superamento delle capacità offerte dai materiali, che quelle relative al non soddisfacimento delle verifiche a taglio per sollecitazioni di tipo ciclico. Si riportano di seguito le immagini delle curve IDAs ottenute rispettivamente per il primo, secondo e terzo piano della struttura e le curve IDAs relative al valore massimo tra i tre:



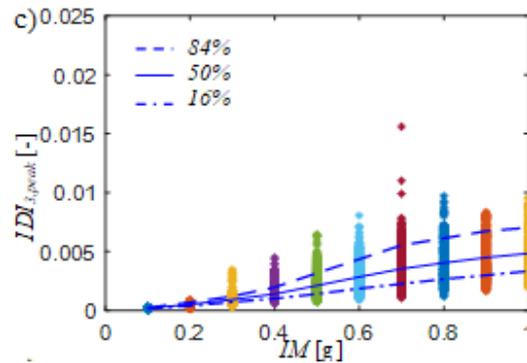
**Figura 30:** curve IDAs relative al primo piano in corrispondenza del frattile 16%, 50% e 84%.

Nell'immagine vengono rappresentate le curve in corrispondenza del frattile 16%, 50% e 84%. Sull'asse delle ascisse si riportano le intensity measures considerate e sull'asse delle ordinate i valori di picco degli spostamenti di interpiano del primo piano della struttura. Gli spostamenti di interpiano sono privi di unità di misura, mentre le intensity measures vengono espresse in funzione dell'accelerazione di gravità g.



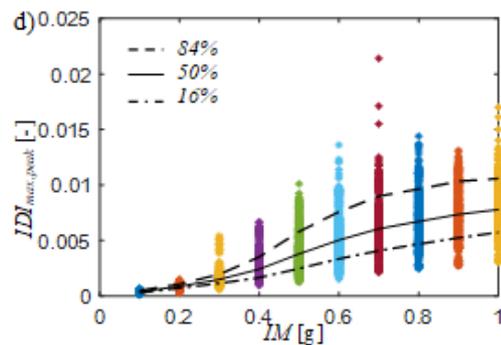
**Figura 31:** curve IDAs relative al secondo piano in corrispondenza del frattile 16%, 50% e 84%.

Nell'immagine vengono rappresentate le curve in corrispondenza del frattile 16%, 50% e 84%. Sull'asse delle ascisse si riportano le intensity measures considerate e sull'asse delle ordinate i valori di picco degli spostamenti di interpiano del secondo piano della struttura. Gli spostamenti di interpiano sono privi di unità di misura, mentre le intensity measures vengono espresse in funzione dell'accelerazione di gravità g.



**Figura 32:** curve IDAs relative al terzo piano in corrispondenza del frattile 16%, 50% e 84%.

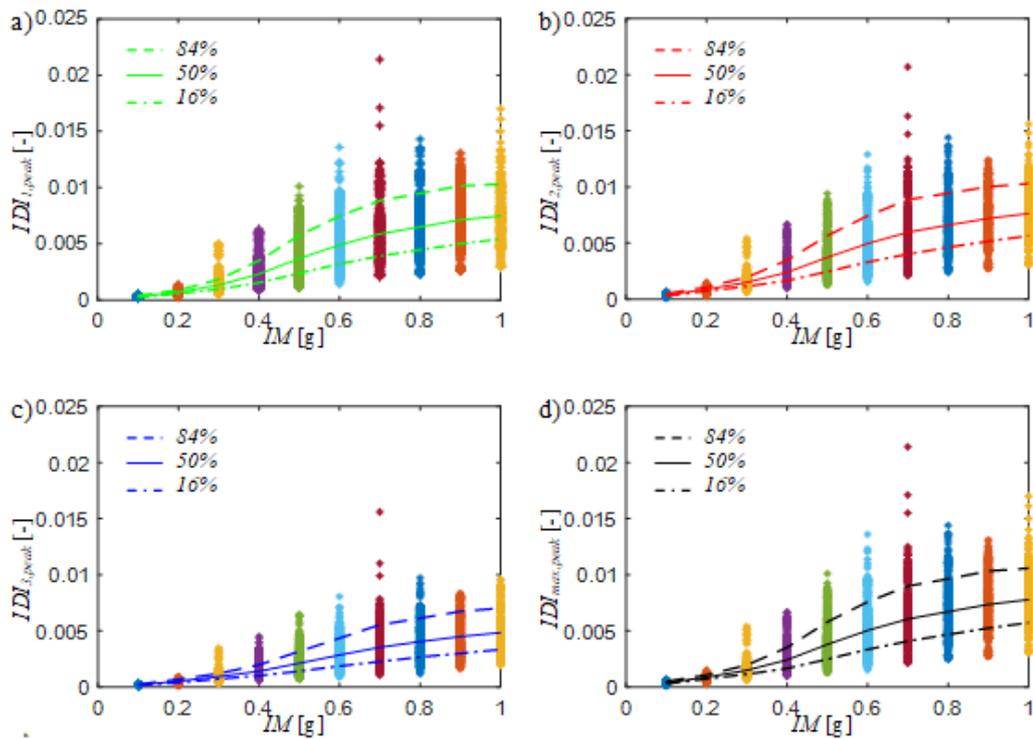
Nell'immagine vengono rappresentate le curve in corrispondenza del frattile 16%, 50% e 84%. Sull'asse delle ascisse si riportano le intensity measures considerate e sull'asse delle ordinate i valori di picco degli spostamenti di interpiano del terzo piano della struttura. Gli spostamenti di interpiano sono privi di unità di misura, mentre le intensity measures vengono espresse in funzione dell'accelerazione di gravità g.



**Figura 33:** curve IDAs relative al massimo valore tra i tre spostamenti di interpiano in corrispondenza del frattile 16%, 50% e 84%.

Nell'immagine vengono rappresentate le curve in corrispondenza del frattile 16%, 50% e 84%. Sull'asse delle ascisse si riportano le intensity measures considerate e sull'asse delle ordinate il valore massimo di spostamento di interpiano tra i tre piani considerati nella struttura. Gli spostamenti di interpiano sono privi di unità di misura, mentre le intensity measures vengono espresse in funzione dell'accelerazione di gravità g.

Infine, si riportano i quattro grafici affiancati così da rendere più agevole il confronto:



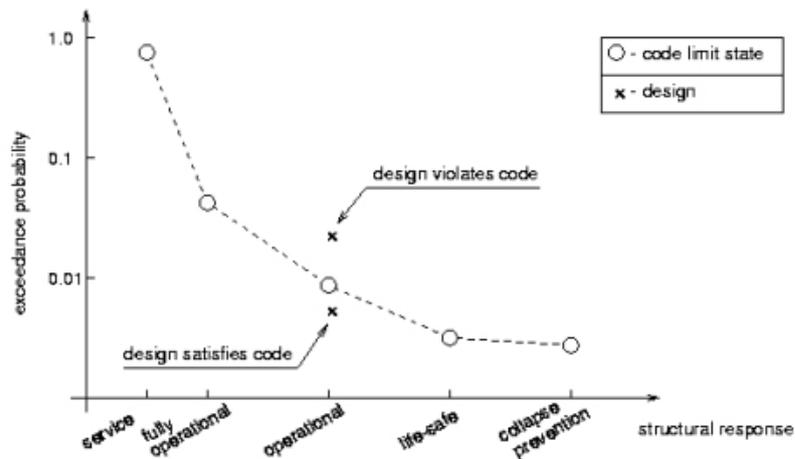
**Figura 34:** curve IDAs in corrispondenza del frattile 16%, 50% e 84%. Si rappresentano le curve relative al primo piano (a), secondo piano (b), terzo piano (c) e il valore massimo tra i tre (d).

Dai risultati ottenuti è emerso che i piani con i valori di spostamento di interpiano maggiori risultano essere il primo e il secondo mentre l'ultimo piano presenta valori minori. Si procede, dunque, al confronto tra i valori ottenuti tra questi. I risultati mostrano che il piano nel quale si hanno i valori maggiori di spostamento di interpiano risulta essere il secondo. Dal confronto tra i quattro grafici risulta evidente che in corrispondenza dei valori di intensity measures più alti si ha una spaziatura maggiore tra le curve e i punti risultano essere più distribuiti rispetto le scalature basse, questo mostra che in corrispondenza delle scalature più alte la dispersione risulta essere maggiore.

## 13. Affidabilità sismica

Secondo quanto detto nella pubblicazione “K.A. Porter, 2003” e nel documento “Collins et al.,1997.”, la verifica di affidabilità sismica può essere effettuata mediante il confronto tra la curva “Performance Objective” (PO) e le curve di “Structural Performance” (SP) all’interno del “Performance Space” o “Design Space”. La curva PO è legata al raggiungimento di certi livelli di prestazione (detti anche Performance Level), detti anche stati limite (LSs). I livelli di prestazione presi in esame per questo caso studio sono quattro: Fully Operational (FO), Operational (O), Life Safety (LS) e Near Collapse (NC). Per ciascuno di essi si considera un valore limite di “Interstorey Drift Index” ovvero un valore limite di spostamento di interpiano. Il valore limite per ciascun livello di prestazione è una quantità percentuale priva di unità di misura e viene indicato con  $IDI_{LS}$ . I valori numerici dei  $IDI_{LS}$  vengono presi dal documento “SEAOC Vision, CA 2000:1995”, e passando dal Fully Operational al Near Collapse si osserva un incremento del valore di  $IDI_{LS}$ . In particolare, i valori associati a ciascun LSs sono: per lo stato limite FO si ha un valore di  $IDI_{LS}$  pari a 0.30%, per lo stato limite O si ha un valore di  $IDI_{LS}$  pari a 0.60%, per lo stato limite LS si ha un valore di  $IDI_{LS}$  pari a 1.50% e per lo stato limite NC si ha un valore di  $IDI_{LS}$  pari a 2.50%.

Nella figura seguente, presa dal documento di “Collins - Stojadinovic, 2000”, vengono riportati anche i livelli di prestazione precedentemente descritti. Si rappresenta poi sull’asse delle ordinate la probabilità di eccedenza in scala logaritmica, mentre sull’asse delle ascisse la risposta strutturale, la quale deve corrispondere ad una quantità misurabile direttamente sul sistema strutturale oggetto di studio, come detto nella precedente pubblicazione. In questo caso studio la risposta strutturale scelta corrisponde agli spostamenti di interpiano (IDIs). Inoltre, è opportuno far presente che i vari Performance Levels sono correlati mediante delle linee tratteggiate, definendo così due regioni distinte all’interno del grafico: la porzione di spazio che si trova al di sopra delle linee tratteggiate rappresenta l’area in cui la progettazione risulta essere non soddisfacente, mentre la regione al di sotto delle linee tratteggiate rappresenta l’area in cui la progettazione risulta essere soddisfacente.



**Figura 35:** rappresentazione nel "performance space" degli stati limite considerati. Immagine presa dalla pubblicazione "K. Collins, B. Stojadinovic, Limit states for performance-based design, Proceedings of 12 WCEE", Auckland, New Zealand, 2000."

Il concetto di affidabilità sismica di un sistema strutturale è strettamente correlato con la capacità in termini prestazionali della struttura e con il concetto di rischio sismico, che verrà trattato nel seguito.

### **13.1. Rischio sismico**

Il rischio sismico è legato alla misura del danno che può aversi in un certo intervallo di tempo, in funzione di alcuni parametri quali la frequenza e l'intensità di fenomeni sismici in un dato territorio e la resistenza delle costruzioni presenti in tale area. Inoltre, può essere calcolato mediante la seguente formulazione:

$$R = P \cdot V \cdot E$$

Le grandezze presenti nella formulazione sono la pericolosità sismica (P), la vulnerabilità sismica (V) e l'Esposizione sismica (E). La pericolosità sismica rappresenta sostanzialmente la sismicità di un dato territorio. A parità di tempo preso in

considerazione, la pericolosità sismica di un'area sarà tanto più alta quanto più è probabile che vi si verifichi un evento sismico di una determinata magnitudo. La vulnerabilità sismica è legata invece alla qualità della costruzione, rappresenta la capacità di una data costruzione, in termini di danni subiti, di rispondere ad un evento sismico di una determinata entità. Maggiore è la vulnerabilità di una costruzione, maggiori saranno gli effetti conseguenti un evento sismico a cui la costruzione è soggetta. Infine, l'esposizione sismica è legata al valore di una data costruzione e il corrispondente affollamento, riguarda il valore di attività presenti in un territorio e quanto queste attività o chi ne usufruisce possano essere condizionati in modo diretto o indiretto da un evento sismico. Dal momento che quest'ultimo parametro dipende maggiormente da quella che è la progettazione a livello urbano, si ipotizza avere un valore unitario.

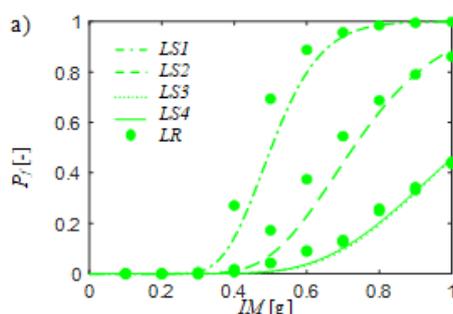
I parametri appena descritti hanno un ruolo primario per quanto riguarda la definizione dell'affidabilità sismica strutturale, ottenuta mediante l'integrale di convoluzione tra una famiglia di curve rappresentanti la fragilità sismica e la curva di pericolosità sismica, opportunamente definita per il sito considerato in questo caso studio. Di seguito si illustra il procedimento in merito alla definizione delle curve di fragilità e della curva di pericolosità.

### **13.2. Definizione curve di fragilità**

Per arrivare alla definizione delle curve di prestazione strutturale (structural performance curves) occorre valutare quella che è la fragilità sismica, che corrisponde alla probabilità di oltrepassare quelli che sono i valori limite dei livelli di prestazione precedentemente descritti (Fully Operative, Operative, Life Safety, Near Collapse) per un dato livello di intensity measure (IM). In accordo con la pubblicazione "Castaldo et al., 2018" si procede al calcolo della fragilità per mezzo del teorema di probabilità totale, prendendo in conto entrambi i risultati in termini di casi di collasso e casi di non collasso. Di seguito si riporta la formulazione:

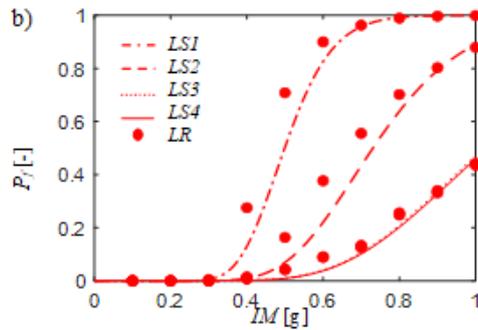
$$P_f(IM = im) = \left(1 - F_{EDP|IM=im}(LS_{EDP})\right) \cdot \frac{N_{not-collapses}}{N} + 1 \cdot \left(\frac{N_{collapses}}{N}\right)$$

Da questa relazione si può notare che la probabilità di eccedenza ( $P_f$ ) per un determinato valore di intensity measure risulta dipendere da alcune quantità, quali la probabilità di non superamento per un dato valore di intensity measure del valore limite rispetto un dato livello di prestazione, funzione di un valore specifico di Engineering Demanding Parameter ( $F_{EDP|IM=im}(LSEDP)$ ), il numero totale di analisi numeriche fatte a ciascun intensity measure ( $N$ ), il numero di analisi prive di collassi ( $N_{not-collapses}$ ) e il numero di collassi ( $N_{collapses}$ ) che sostanzialmente rappresenta il complementare di ( $N_{not-collapses}$ ) rispetto ad  $N$ . In ( $N_{collapses}$ ) si considerano i collassi di tipo flessionale, per superamento della capacità resistente dei materiali e quelli presenti nelle verifiche a taglio in condizioni di tipo ciclico. Tramite una regressione lineare tra il logaritmo degli IDIs e le IMs si ottengono le curve di fragilità cercate. Di seguito si riportano in ordine le curve di fragilità ottenute rispettivamente per il primo, secondo e terzo piano della struttura e le curve relative al valore massimo tra i tre:



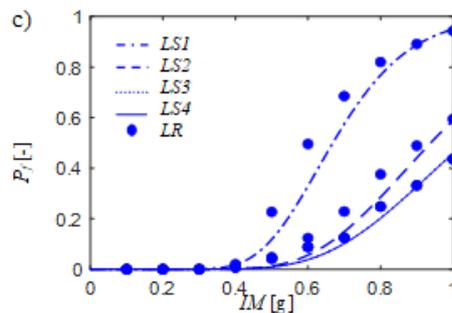
**Figura 36:** curve di fragilità relative al primo piano per i quattro stati limite considerati.

Si rappresentano le curve di fragilità relative al primo piano per i quattro stati limite considerati in termini di prestazioni (FO-O-LS-NC). I punti nel grafico rappresentano le probabilità di eccedenza in corrispondenza di un dato stato limite e fissata una intensity measure. Si può notare inoltre che le curve relative agli stati limite LS1-LS2 presentano delle pendenze maggiori rispetto agli stati limite LS3-LS4. Questo perché la probabilità di eccedenza dei primi due stati limite risulta essere più bassa, e dunque il valore limite corrispondente a ciascun stato limite viene raggiunto per valori di intensity measure più bassi.



**Figura 37:** curve di fragilità relative al secondo piano per i quattro stati limite considerati.

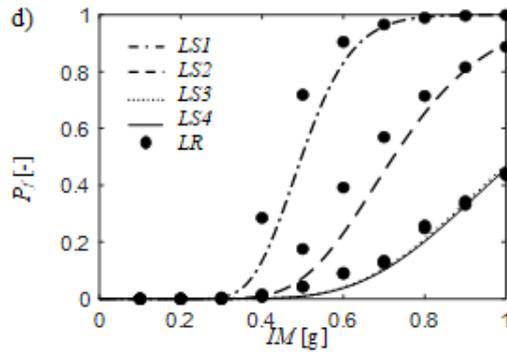
Si rappresentano le curve di fragilità relative al secondo piano per i quattro stati limite considerati in termini di prestazioni (FO-O-LS-NC). I punti nel grafico rappresentano le probabilità di eccedenza in corrispondenza di un dato stato limite e fissata una intensity measure. Si può notare inoltre che le curve relative agli stati limite LS1-LS2 presentano delle pendenze maggiori rispetto agli stati limite LS3-LS4. Questo perché la probabilità di eccedenza dei primi due stati limite risulta essere più bassa, e dunque il valore limite corrispondente a ciascun stato limite viene raggiunto per valori di intensity measure più bassi.



**Figura 38:** curve di fragilità relative al terzo piano per i quattro stati limite considerati.

Si rappresentano le curve di fragilità relative al terzo piano per i quattro stati limite considerati in termini di prestazioni (FO-O-LS-NC). I punti nel grafico rappresentano le probabilità di eccedenza in corrispondenza di un dato stato limite e fissata una intensity measure. A differenza dei casi precedenti la curva relativa allo stato limite LS2 risulta

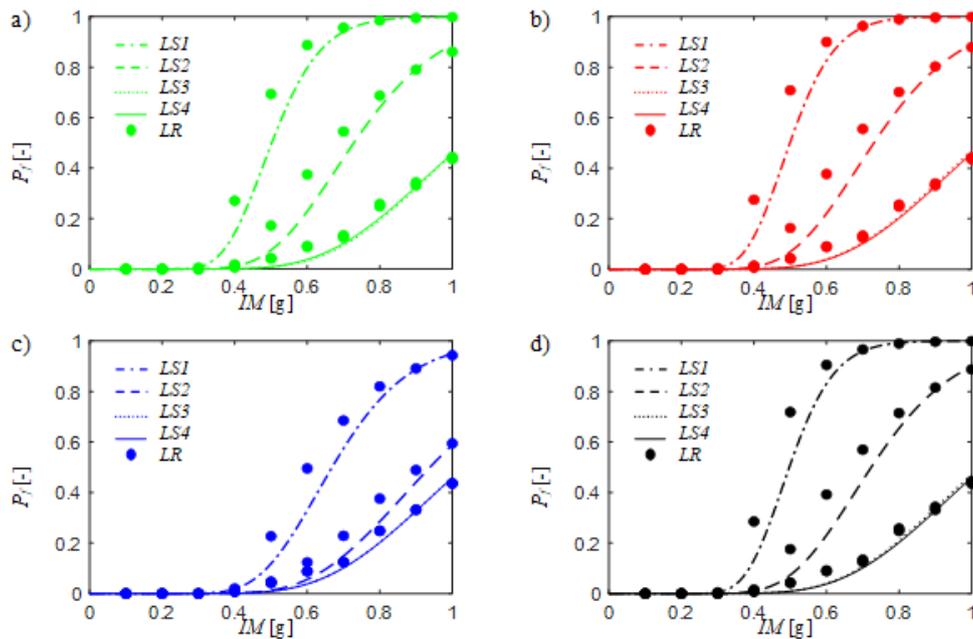
avere una pendenza meno pronunciata, mentre l'andamento della curva relativa allo stato limite LS1 non presenta sostanziali variazioni.



**Figura 39:** curve di fragilità relative al valore massimo tra i tre piani per i quattro stati limite considerati.

Si rappresentano le curve di fragilità relative al massimo valore tra i tre precedenti, per i quattro stati limite considerati in termini di prestazioni (FO-O-LS-NC). I punti nel grafico rappresentano le probabilità di eccedenza in corrispondenza di un dato stato limite e fissata una intensity measure.

Infine, si riportano i quattro grafici affiancati così da rendere più agevole il confronto:



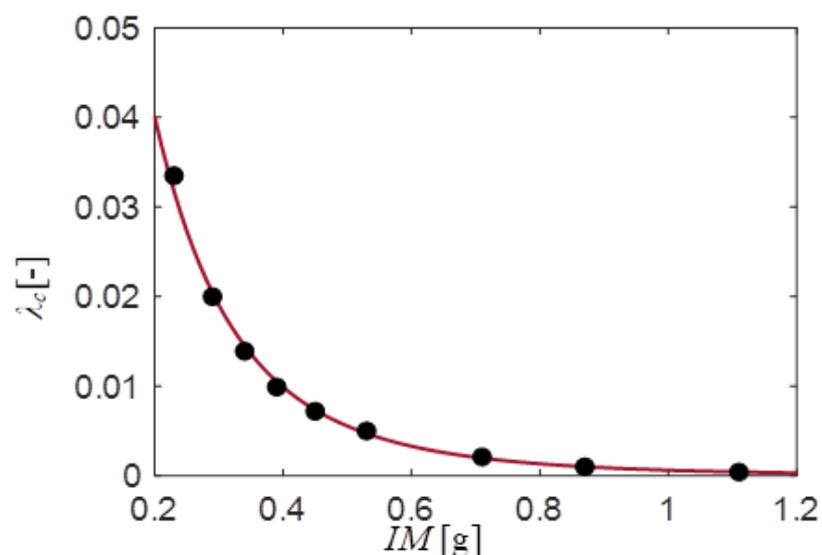
**Figura 40:** curve di fragilità per i quattro stati limite considerati. Si rappresentano le curve relative al primo piano (a), secondo piano (b), terzo piano (c) e il valore massimo tra i tre piani (d).

Dal confronto tra i quattro grafici sopra riportati si può notare come l'andamento della curva relativa allo stato limite LS2 per il terzo piano sia caratterizzato da una minor pendenza, ciò significa che l'eccedenza del corrispondente valore limite si avrà per valori di intensity measures maggiori rispetto quelli considerati in questo caso studio.

### **13.3. Pericolosità sismica**

Per la definizione di pericolosità sismica e della curva di pericolosità per la città di L'Aquila si seguono le indicazioni fornite dalle NTC 2018, dalla Circolare 2019 e si fa riferimento ai dati forniti dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). Come detto nella Circolare, La pericolosità può essere definita come “la probabilità che, in un prefissato lasso di tempo, un parametro che descrive il moto sismico superi un valore prefissato.” La definizione della pericolosità viene fatta in condizioni di campo libero, ovvero in una porzione di spazio nella quale non sono presenti manufatti di alcun genere. Come lasso di tempo si considera la vita di riferimento della struttura ( $V_R$ ), calcolata in precedenza e corrispondente a 50 anni. La probabilità viene definita come “probabilità di eccedenza o superamento nel periodo di riferimento”. La tipologia del suolo nel sito di riferimento risulta appartenente alla categoria B, con superficie topografica orizzontale (appartenente alla categoria T1).

Di seguito si riporta la curva di pericolosità ottenuta:



*Figura 41: curva di pericolosità sismica per la città di L'Aquila.*

Il grafico è in scala semi-logaritmica e mostra sull'asse delle ascisse i valori relativi alle diverse intensity measures aventi come unità di misura le medesime dell'accelerazione di gravità g, sull'asse delle ordinate il logaritmo naturale della probabilità di eccedenza ( $\lambda_C$ ), numero privo di unità di misura.

### **13.4. Curve di affidabilità**

Fatte le dovute delucidazioni in merito alle curve di fragilità e la curva di pericolosità del sito, si può procedere con la definizione dell'affidabilità sismica nello spazio di prestazione, mediante il confronto tra le curve di prestazione strutturale (SP) e la curva "Performance Objective" (PO). Le curve di prestazione strutturale corrispondono a quella che è la domanda di pericolosità sismica e contengono al loro interno le incertezze legate alle eccitazioni sismiche. La definizione delle curve di prestazione prevede due fasi:

-calcolo del numero medio annuo di eventi che superano i valori soglia imposti dagli stati limite o performance levels ( $\lambda_{LS}$ ). Questo parametro lo si ottiene mediante l'integrale di convoluzione tra le curve di fragilità e la curva di pericolosità sismica. La formulazione utilizzata è la seguente:

$$\lambda_{LS}(EDP > y) = \int_0^{\infty} P(EDP > y) | (S_a(T) = x) | \lambda(dS_a(T) > x)$$

Il parametro  $\lambda_{LS}$  risulta dipendere da alcune grandezze, quali la probabilità di eccedenza dell'Engineering Demanding Parameter rispetto uno specifico valore limite per un determinato valore di accelerazione spettrale ( $P(EDP > y) | S_a(T) = x$ ). Il termine ( $P(EDP > y) | S_a(T) = x$ ) rappresenta in sintesi le curve di fragilità ottenute precedentemente. Il secondo termine all'interno dell'integrale ( $\lambda(dS_a(T) > x)$ ) rappresenta la derivata della curva di pericolosità per  $S_a(T)$  moltiplicata per l'incremento pari a  $dS_a(T)$ . Il termine

$(\lambda(dS_a(T)>x))$  rappresenta in sintesi il valore medio annuale di superamento di un dato valore di IM corrispondente a  $S_a(T)=x$ .

- Calcolo della probabilità di eccedenza per ciascun stato limite nella durata della vita di riferimento ( $V_R$ ) pari in questo caso studio a 50 anni. I valori sono ottenuti tramite il modello di Poisson, utilizzando la seguente formulazione:

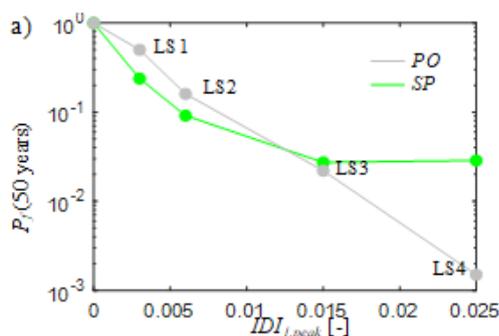
$$P_f(50 \text{ years}) = 1 - \exp(-\lambda_{LS}(EDP > y) \cdot (50 \text{ years}))$$

Da questa relazione si può notare che la probabilità di eccedenza per una determinata vita di riferimento risulta dipendere dalla frequenza media annua di eventi che eccedono i valori limite per ciascun performance level ( $\lambda_{LS}$ ).

In merito alla curva “Performance Objective” (PO), questa viene costruita a partire dai quattro livelli di prestazione considerati (Fully Operational, Operational, Life Safety e Near Collapse) e dalla rispettiva probabilità di superamento di ciascuno, nel periodo di riferimento corrispondente a 50 anni. Di seguito si riportano i valori per ciascun LS:

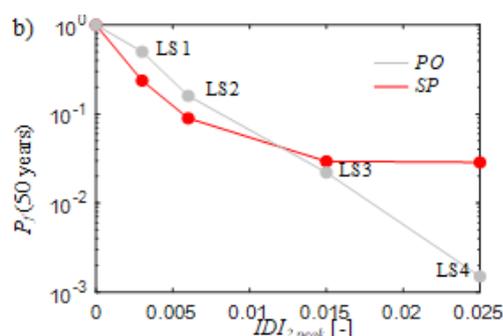
<b>Performance Level</b>	<b>Limit State</b>	<b>P<sub>f</sub>(50 years)</b>
Fully Operational	LS1	5.00E-01
Operational	LS2	1.60E-01
Life Safety	LS3	2.20E-02
Near Collapse	LS4	1.50E-03

Di seguito si riportano in ordine le curve di affidabilità ottenute rispettivamente per il primo, secondo e terzo piano della struttura e le curve relative al valore massimo tra i tre:



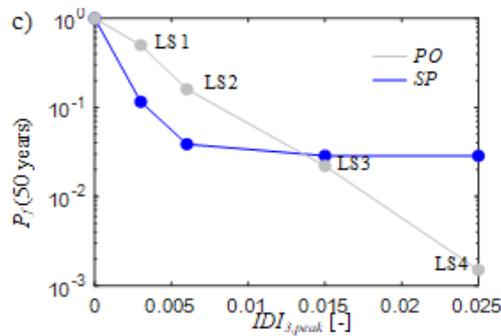
**Figura 42:** confronto tra la curva di affidabilità del primo piano (verde) con la curva "performance objective" (grigio) per i quattro stati limite considerati.

Si rappresenta la curva di affidabilità relativa al primo piano, per i quattro stati limite considerati in termini di prestazioni (FO-O-LS-NC). Si può osservare che per i primi due stati limite LS1-LS2 la curva di "structural performance" rimanga al di sotto della curva di "performance objective", vale a dire che tali curve rispettano quelli che sono i valori massimi ammessi dagli stati limite corrispondenti.



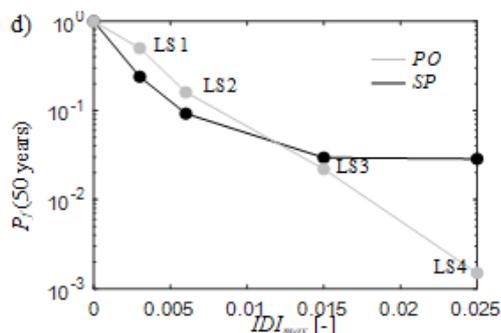
**Figura 43:** confronto tra la curva di affidabilità del secondo piano (rosso) con la curva "performance objective" (grigio) per i quattro stati limite considerati.

Si rappresenta la curva di affidabilità relativa al secondo piano, per i quattro stati limite considerati in termini di prestazioni (FO-O-LS-NC). Si può osservare che non ci siano sostanziali variazioni nell'andamento della curva di "structural performance" rispetto al caso precedente.



**Figura 44:** confronto tra la curva di affidabilità del terzo piano (blu) con la curva "performance objective" (grigio) per i quattro stati limite considerati.

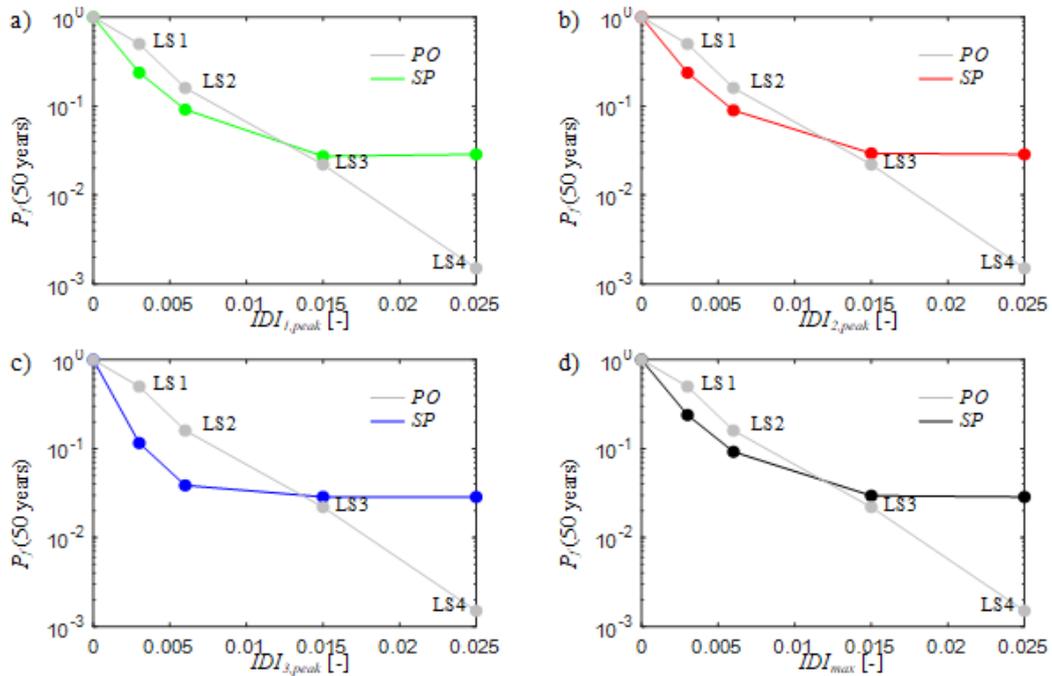
Si rappresenta la curva di affidabilità relativa al terzo piano, per i quattro stati limite considerati in termini di prestazioni (FO-O-LS-NC). Si può osservare che per i primi due stati limite LS1-LS2 la curva della "structural performance" rimanga sempre al di sotto della curva "performance objective" con una spaziatura tra le due che risulta essere più pronunciata rispetto ai due casi precedenti.



**Figura 45:** confronto tra la curva di affidabilità dei massimi valori tra i tre piani (nero) con la curva "performance objective" (grigio) per i quattro stati limite considerati.

Si rappresenta la curva di affidabilità relativa ai massimi valori tra i precedenti tre, per i quattro stati limite considerati in termini di prestazioni (FO-O-LS-NC). Si può osservare che per i primi due stati limite LS1-LS2 la curva della "structural performance" rimanga sempre al di sotto della curva "performance objective" con una spaziatura tra le due che risulta essere più pronunciata rispetto ai due casi precedenti.

Infine, si riportano i quattro grafici affiancati così da rendere più agevole il confronto:



**Figura 46:** confronto tra la curva di affidabilità del primo piano (a), secondo piano (b), terzo piano (c) e dei massimi valori tra i tre piani (d) con la curva "performance objective" (grigio) per i quattro stati limite considerati.

Si rappresentano le curve di affidabilità relative al primo, secondo, terzo piano della struttura e al valore massimo tra i tre. Sull'asse delle ordinate si rappresenta la probabilità di superamento riferita ad un arco temporale di 50 anni, in scala logaritmica in modo tale da apprezzare meglio l'andamento delle curve e valutare punti comuni e differenze. Dalle immagini sopra riportate risulta evidente che la probabilità di eccedenza per una durata temporale di 50 anni per i primi due piani è contenuta nell'intervallo [0.03-0.3] mentre l'intervallo per l'ultimo piano risulta essere leggermente più ristretto, infatti la probabilità di eccedenza è contenuta nell'intervallo [0.03-0.2].

## 14. Conclusioni

In questa trattazione si è voluto studiare quelli che sono gli effetti del confinamento del calcestruzzo in strutture composte di calcestruzzo armato sottoposte ad eventi sismici nella città di L'Aquila. Il modello utilizzato per la valutazione del confinamento è preso dal documento "Mander et al.(1984)". Per tenere in conto le incertezze presenti nella natura intrinseca dei materiali, si effettuano 30 campionamenti, al fine di poter realizzare successivamente delle analisi probabilistiche accurate. Si sottopongono i telai considerati ad analisi dinamiche non lineari e si registrano i valori di spostamento di interpiano ottenuti per ogni piano. Tali parametri hanno un ruolo primario nella definizione della prestazione strutturale e nella valutazione dell'affidabilità sismica. Si procede poi con la costruzione delle curve IDAs, nelle quali si rappresentano i valori di spostamento di interpiano (IDIs) per i tre piani nell'intervallo pari a  $[0.1g-1g]$  delle intensity measures considerate. Successivamente, si procede con la definizione delle curve di fragilità per ogni piano e il calcolo della curva di pericolosità caratteristica della città di L'Aquila. Infine, si procede con la valutazione dell'affidabilità sismica dei precedenti telai considerati, valutazione che viene fatta mediante considerazioni di tipo probabilistico e calcolata mediante l'integrale di convoluzione tra le curve di fragilità e la curva di pericolosità sismica. Nelle curve che si ottengono si rappresenta la probabilità di superamento riferita ad un arco temporale di 50 anni in scala logaritmica in relazione ai massimi valori di spostamento di interpiano. Tali curve permettono di confrontare i valori di probabilità di eccedenza ottenuti con quelli forniti dai codici presenti in letteratura. Inoltre, è possibile apprezzare l'intervallo entro cui è contenuta la probabilità di eccedenza per tutti e tre i piani considerati, che risulta essere  $[0.03-0.3]$  per il primo e secondo piano e  $[0.03-0.2]$  per il terzo. Oltre a ciò, da tali grafici è possibile notare che il progetto fatto in accordo con i principi della progettazione in capacità esposti in normativa, avendo tenuto in considerazione quelle che sono le incertezze relative sia alla variabilità dei sismi che alla variabilità dei materiali, risulta soddisfare i primi due livelli prestazionali (FO-O), mentre i livelli prestazionali più severi (LF-NC) non risultano essere soddisfatti. Quanto detto si verifica per tutti e tre i piani presi in considerazione. In questo caso studio si è scelto di non tener conto del contributo delle tamponature in termini di resistenza, ma soltanto in termini di azione agente. I risultati ottenuti possono

dunque rappresentare uno spunto per casi studio nei quali si tenga conto anche di tale contributo.

In ultimo, occorre sottolineare che i risultati ottenuti possono essere considerati come un punto di partenza verso dei futuri sviluppi di ricerca, quali ad esempio la progettazione di strutture in cui si considerano valori dei fattori di sovrarresistenza differenti rispetto quelli forniti in letteratura.

## Bibliografia

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (2018). Norme tecniche per le costruzioni (NTC2018) approvate con decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Circolare 21 gennaio 2019: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Eurocodice 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.

M. Petracca, F. Candeloro, and G. Camata, “STKO user manual ASDEA Software.”, 2021.

Mander JB, Priestley MJ, Park R. Fellow, “theoretical stress-strain model for confined concrete”. *J Struct Eng, ASCE* 1988;114(8):1804–26.

Mckey MD, Conover WJ, Beckman RJ. “A comparison of three methods for selecting values of input variables in the analysis from a computer code”. *Technometrics* 21:239-45, 1979.

Dai Cui, Fei Xu, Weichun Ge, Pengxiang Huang, Yunhai Zhou. “A Coordinated Dispatching Model Considering Generation and Operation Reserve in Wind Power-Photovoltaic-Pumped Storage System”, September 2020.

K.A. Porter, “An Overview of PEER’s Performance-Based Earthquake Engineering Methodology”, Ninth International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, ICASP9, San Francisco, July 6–9 2003.

Collins KR, Wen YK, Foutch AD. “Dual-level seismic design: a reliability-based methodology”. *Earthq Eng Struct Dyn* 1997.

SEAOC Vision. Committee, “Performance-based seismic engineering”, Report prepared by Structural Engineers Association of California. Sacram, CA 2000:1995.

K. Collins, B. Stojadinovic, “Limit states for performance-based design, Proceedings of 12 WCEE”, Auckland, New Zealand, 2000.

Castaldo P, Palazzo B, Alfano G, Palumbo MF. “Seismic reliability-based ductility demand for hardening and softening structures isolated by friction pendulum bearings”. *Struct Control Heal Monit* 2018;25:2256.