POLITECNICO DI TORINO



Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

INFLUENZA DEL CONFINAMENTO SULLA PROGETTAZIONE SISMICA DI STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO

Relatore

Candidato

Ph.D. Dott. Ing. Paolo Castaldo

Salvatore Ferrara Matr. S243999

Luglio 2019

A mia Madre e mio Padre A mio Fratello Ai miei compagni di studi

Ringraziamenti

Desidero ringraziare con profondo affetto e smisurata gratitudine tutte le persone che durante questo lungo percorso di studio mi hanno supportato e "sopportato" in maniera del tutto sincera, facendomi diventare la persona che sono oggi.

Un ringraziamento va sicuramente alla mia splendida Famiglia che mi ha sostenuto economicamente ed emotivamente permettendomi di percorrere e concludere questo cammino.

Ai miei amici che mi hanno dato sempre l'appoggio di cui avevo bisogno in ogni circostanza.

A tutti va la mia più sentita riconoscenza, i sacrifici dei miei studi e le pagine di questa Tesi.

Un sincero e sentito ringraziamento va infine al mio relatore il Ph.D. Dott. Ing. Paolo Castaldo, per il suo importante supporto e la sua smisurata disponibilità: senza di Lui probabilmente questo percorso di Tesi non sarebbe stato lo stesso. GRAZIE!

Salvatore Ferrara

Indice

1. Int	roduzione	1
2. De	scrizione generale dell'opera	3
3. Pri	incipi di progettazione	3
3.1 De	escrizione del modello strutturale	3
4. Pro	ogettazione con membrature non confinate	7
4.1 Az	zioni sulla struttura	7
4.1.	1 Definizione delle azioni	7
4	.1.1.1 Carichi permanenti strutturali	7
4	.1.1.2 Carichi permanenti non strutturali	7
4	.1.1.3 Sovraccarichi	3
4	.1.1.4 Azione della neve	3
4	.1.1.5 Azione sismica	3
4	.1.1.6 Altre azioni	1
4.1.	2 Analisi dei carichi14	1
4	.1.2.1 Carichi permanenti strutturali14	1
4	.1.2.2 Carichi permanenti non strutturali16	3
4	.1.2.3 Sovraccarichi	7
4	.1.2.4 Azione della neve	3
4	.1.2.5 Azione sismica	3
4.2 Ca	apacità della struttura19)
4.2.	1 Materiali)
4.2.	2 Classi di duttilità20)
4.3 M	etodo di analisi del modello2	L
4.3.	1 Stati Limite Ultimi (SLU)21	L
4	.3.1.1 Combinazione fondamentale	L
4	.3.1.2 Combinazione sismica SLV	L
4.3.	2 Stato Limite di Esercizio (SLE)49)
4	.3.2.1 Spostamenti di interpiano (SLD)49)
4.4 Di	imensionamento e verifica delle membrature NTC201852	2
4.4.	1 Travi	2

4.4.1.1 Combinazione fondamentale SLU	52
4.4.1.2 Combinazione sismica SLV	55
4.4.1.3 Dettagli costruttivi	64
4.4.2 Pilastri	65
4.4.2.1 Verifica allo SLU per stabilità degli elementi snelli	66
4.4.2.2 Combinazione fondamentale SLU	67
4.4.2.3 Combinazione sismica SLV	71
4.4.2.4 Dettagli costruttivi	91
4.4.3 Nodi trave-pilastro	96
4.4.3.1 Classe di duttilità media (CD"B")	
4.4.3.2 Classe di duttilità alta (CD"A")	
4.5 Verifica spostamenti di interpiano NTC2018	
4.6 Dimensionamento e verifica delle membrature EC8	
4.6.1 Travi	
4.6.1.1 Combinazione sismica SLV	
4.6.1.2 Dettagli costruttivi	
4.6.2 Pilastri	116
4.6.2.1 Combinazione sismica SLV	116
4.6.2.2 Dettagli costruttivi	136
4.6.3 Nodi trave-pilastro	141
4.6.3.1 Classe di duttilità media (DCM)	142
4.6.3.2 Classe di duttilità alta (DCH)	142
4.7 Verifica spostamenti di interpiano EC8	146
5. Caso studio con membrature non confinate	149
5.1 Azioni sulla struttura	149
5.1.1 Azioni sismiche	149
5.2 Capacità della struttura	151
5.2.1 Materiali	151
5.2.1.1 Calcestruzzo	151
5.2.1.2 Acciaio	
5.2.2 Isteresi	
5.2.2.1 Calcestruzzo	

5.2.2.2 Acciaio	
5.2.3 Cerniere plastiche	
5.3 Metodo di analisi del modello	
5.4 Curve IDAs	
5.5 Instabilità dinamica della struttura esistente	
5.5.1 Verifica a taglio	
5.6 Affidabilità sismica della struttura	
5.6.1 Performance Based Seismic Design (PBSD)	
5.6.2 Valutazione del Rischio Sismico	
5.6.2.1 Definizione della Vulnerabilità sismica	
5.6.2.2 Definizione della Pericolosità sismica	
6. Progettazione con membrature confinate	
6.1 Dimensionamento e verifica delle membrature NTC2018	
6.1.1 Travi	
6.1.1.1 Combinazione sismica SLV	
6.1.1.2 Dettagli costruttivi	
6.1.2 Pilastri	233
6.1.2.1 Combinazione sismica SLV	
6.1.2.2 Dettagli costruttivi	
6.1.3 Nodi trave-pilastro	
7. Caso studio con membrature confinate	
7.1 Capacità della struttura	
7.2 Curve IDAs	
7.3 Instabilità dinamica della struttura esistente	
7.3.1 Verifica a taglio	
7.4 Valutazione del Rischio Sismico	
7.4.1 Definizione della Vulnerabilità sismica	
8. Conclusioni	

1. Introduzione

La vigente Normativa Italiana NTC2018 e l'Eurocodice EC8, impongono delle precise prescrizioni nella progettazione di edifici in civile abitazione in campo sismico, senza particolari indicazioni nella considerazione del confinamento del calcestruzzo.

La seguente trattazione, confronta il diverso comportamento strutturale ottenuto dalle obbligazioni delle odierne Normative, con quello osservato supponendo di considerare fin dalla fase di progettazione gli effetti del confinamento del calcestruzzo.

Al fine di corroborare quanto enunciato, si ipotizza la costruzione di un edificio nel territorio Aquilano, riconducendo l'intero studio alla progettazione di un telaio interno 2D.

A questo punto, seguendo le regole del Capacity Design e supponendo la struttura sia in classe di duttilità media che alta, è possibile dimensionare le sezioni trasversali di travi e pilastri.

Tale progettazione è avvenuta senza considerare in primo luogo il confinamento del calcestruzzo.

Successivamente, diverse Analisi non lineari di tipo Dinamico Incrementale (IDAs), hanno permesso di affrontare in maniera più approfondita tale argomentazione.

Il quadro probabilistico dell'azione sismica è rappresentato in maniera esauriente, dall'introduzione di 30 accelerogrammi opportunamente scalati e da 10 Intensity Measures (IMs) di passo 0.1g.

La capacità strutturale media invece, è modellata dal comportamento elastico perfettamente plastico dell'acciaio e da quello non lineare del calcestruzzo confinato e non confinato (riferito al copriferro). A tale scopo si sono utilizzati tre diversi modelli di calcestruzzo di cui due teorici e uno di Normativa, i quali hanno contribuito alla definizione di 900 diverse IDAs.

Ne segue che è possibile rappresentare diversi Engineering Demand Parameters (EDPs), quali spostamenti di interpiano, deformazione del calcestruzzo e deformazione dell'acciaio, in funzione delle diverse IMs.

A tal proposito, considerando una distribuzione probabilistica del rapporto tra gli spostamenti di interpiano e l'altezza di piano (IDIs), è possibile valutare l'Affidabilità sismica come l'integrale di convoluzione tra la Fragilità e la Pericolosità sismica del territorio Aquilano. Tale procedura si riconduce nella rappresentazione della probabilità di eccesso (P_{exc}) di quattro specifici Stati Limite degli IDIs (proposti dalla teoria), durante il periodo di riferimento della struttura (V_R).

Il successivo confronto con la funzione di Affidabilità sismica di Normativa, permette di distinguere l' "Unsafe State" dal "Safe State".

Infine, considerando il confinamento del calcestruzzo fin dalla progettazione e seguendo gli stessi passi sopra riportati, si ottengono funzioni di Affidabilità sismica ancora più restrittive, se confrontate con le precedenti. Infatti, in quest'ultimo caso, le funzioni di Affidabilità sismica risultano quasi tutte in "Safe State".

2. Descrizione generale dell'opera

L'opera è un edificio di civile abitazione, situato nel territorio fortemente sismico dell'Aquila.

I piani che compongono la costruzione sono tre, di cui l'ultimo presenta una copertura adibita eventualmente al solo personale di manutenzione.

La struttura presenta solai costituiti di latero-cemento e pareti esterne in muratura ordinaria.

3. Principi di progettazione

L'intelaiatura è pensata in calcestruzzo armato, seguendo quelle che sono le direttive sia della più recente Normativa Italiana (NTC2018), sia della Normativa Europea basata sulla progettazione di strutture per la resistenza sismica (EC8). Infatti, la progettazione riguarda una struttura regolare sia in pianta sia in elevazione, e ottempera a tutte le limitazioni di cui le Normative sopra citate.

La presenza di un'azione sismica, induce alla realizzazione di una struttura con comportamento dissipativo.

Infine gli elementi non strutturali interni, assumono un ruolo significativo nella sola definizione della massa della struttura, senza però essere progettati.

3.1 Descrizione del modello strutturale

Lo scheletro spaziale dell'edificio si schematizza come un insieme di telai 2D perpendicolari tra di loro, ciascuno dei quali rappresentato da una matrice di rigidezza e una matrice di massa relative al proprio piano. Infatti, la congruenza alla rotazione in direzione ortogonale di ogni nodo trave-pilastro, non è rispettata: ciò significa che non si tiene conto del contributo torsionale.

I diversi telai bidimensionali sono costituiti da travi e pilastri, i quali offrono una resistenza dovuta alla capacità del calcestruzzo armato.

Inoltre, lo schema a telaio è fortemente dissipativo ed è quindi adeguato alla seguente trattazione.

A questo punto si considera un solo telaio 2D interno, poiché maggiormente sollecitato, e si procede con la definizione di un sistema di riferimento globale:

- X: direzione orizzontale nel piano del telaio;
- Y: direzione trasversale fuori dal piano del telaio;
- Z: direzione verticale nel piano del telaio.

Questa struttura è composta da tre piani e tre campate, con vincoli al piede di tipo non cedevole e che non consentono nessun grado di libertà.

L'altezza di interpiano è di 3 metri e ogni campata ha una luce di 5 metri. L'interasse tra ogni telaio, invece, è pari a 5 metri. Le travi e le colonne portanti hanno sezione rettangolare rispettivamente 40x50 cm e 50x60 cm. Queste misure di primo tentativo sono state ipotizzate seguendo i limiti geometrici di Normativa e dovranno poi essere verificate durante il dimensionamento.

Il modello generato tiene conto delle dimensioni fisiche dell'elemento e, ogni connessione trave-colonna, equivale all'intersezione degli assi d'inerzia delle membrature che confluiscono in quel nodo.

Inoltre, sia le travi sia i pilastri, sono modellati tenendo in considerazione non solo il comportamento flessionale ma anche quello legato alla deformabilità a taglio.

A questo punto ogni elemento si considera con un proprio sistema di riferimento inerziale:

- 1: direzione assiale della membratura;
- 2: direzione verticale nel piano della membratura;
- 3: direzione trasversale fuori dal piano della membratura.

A causa delle ipotesi di problema piano finora descritte e dell'iperstaticità intrinseca del modello, le azioni esterne produrranno le seguenti caratteristiche di sollecitazione riferite al sistema locale:

- N₁: sforzo assiale (positivo se di trazione);
- V₂: sforzo tagliante (positivo se tende a far ruotare l'elemento in senso orario);
- M₃: momento flettente intorno l'asse 3 (positivo se tende ad allungare le fibre).

In Figura 3.1 viene riportato lo schema statico utilizzato.



Figura 3.1: Modello strutturale proposto e denominazione dei nodi e delle membrature.

4. Progettazione con membrature non confinate

In primo luogo, si considera la progettazione senza tener conto del confinamento del calcestruzzo per effetto delle armature trasversali, seguendo quindi le odierne prescrizioni di Normativa.

Di conseguenza è possibile ricavare le armature principali dei diversi elementi strutturali.

4.1 Azioni sulla struttura

Le azioni applicate alla costruzione sono definite secondo la Norma Tecnica delle Costruzioni in ambito di edificio in civile abitazione.

L'introduzione dell'azione sismica, invece, avviene sia tramite Normativa Italiana sia tramite Eurocodice 8.

4.1.1 Definizione delle azioni

Le azioni sono classificate secondo la variazione della loro intensità nel tempo.

4.1.1.1 Carichi permanenti strutturali

- Telaio 2D: l'intelaiatura dell'edificio è in calcestruzzo armato e quindi si assume un peso specifico di 25 kN/m³.
- Orizzontamenti: i solai sono in latero-cemento e gettati in opera con un'orditura semplice in direzione perpendicolare al piano del modello.

Il pacchetto strutturale di ogni solaio, riferito ad un modulo di 100 cm, è composto da travetti e soletta collaborante in calcestruzzo armato con peso specifico di 25 kN/m^3 e pignatte di alleggerimento con peso specifico di 11 kN/m^3 .

4.1.1.2 Carichi permanenti non strutturali

• Orizzontamenti: il pacchetto non strutturale, riferito ad un modulo di 100 cm, varia in funzione della tipologia di solaio considerato.

Infatti, nel caso di solaio di interpiano interno all'edificio, i pesi portati consistono in intonaco civile con peso per unità di area pari a 0.32 kN/m², un massetto tradizionale con peso specifico di 20 kN/m³ e una pavimentazione con peso per unità di area pari a 0.4 kN/m².

Nel caso di solaio di copertura piana non praticabile, invece, si considera intonaco civile con peso per unità di area pari a 0.32 kN/m^2 , un massetto a pendio con funzione coibente e costituito da calcestruzzo alleggerito di densità pari a 6 kN/m^3 e infine una membrana impermeabilizzante autoprotetta con peso per unità di area pari a 0.2 kN/m^2 .

• Tamponamenti interni: si ipotizzano uniformemente distribuiti sui solai di interpiano, con peso proprio per unità di area pari a 2 kN/m^2 .

4.1.1.3 Sovraccarichi

- Carico ad uso residenziale: applicato sui solai dei primi due piani ed equivalente ad un carico verticale uniformemente distribuito pari a 2 kN/m^2 .
- Carico imposto sulla copertura: applicato sull'ultimo piano dell'edificio, attraverso un carico distribuito uniformemente pari a 0.5 kN/m^2 , riferito al peso del solo personale di manutenzione.

4.1.1.4 Azione della neve

Il carico neve è calcolato tramite il § 3.4 della Norma Tecnica delle Costruzioni.

Si considera un valore del carico neve di riferimento al suolo pari a 2.72 kN/m^2 , essendo l'Aquila in Zona 2 e ad un'altitudine di circa 714 m s.l.m.

Il coefficiente di forma si riferisce ad una copertura piana, perciò è pari a 0.8.

Il coefficiente di esposizione, legato ad una topografia normale, e il coefficiente termico, risultano uguali a 1.

Infine, il prodotto di queste quantità, restituisce il carico della neve sulla copertura, equivalente ad un carico verticale uniformemente distribuito pari a 2.18 kN/m^2 .

4.1.1.5 Azione sismica

L'azione sismica, come precedentemente introdotto, è definita sia attraverso l'utilizzo delle NTC2018 che dell'EC8.

• Azione sismica NTC2018: l'edificio in civile abitazione è situato all'Aquila e presenta un livello di prestazione ordinario, il quale corrisponde ad una Vita nominale minima pari a 50 anni.

La costruzione corrisponde ad una classe d'uso II, equivalente ad una situazione di normale affollamento.

Si può quindi definire un periodo di riferimento pari a 50 anni. Questo, è necessario nel calcolo del periodo di ritorno del sisma, che dipende dallo stato limite utilizzato.

Infatti, in ambito sismico, la Normativa definisce diversi Stati Limite di esercizio (SLE) e Stati Limite ultimi (SLU). Di conseguenza, si introduce lo Stato Limite di Danno (SLD) riferito allo SLE e lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) riferito allo SLU.

Detto ciò, è possibile introdurre la Peak Ground Acceleration (PGA), la quale si riferisce al territorio Aquilano e allo stato limite considerato. La PGA, normalizzata rispetto l'accelerazione di gravità, equivale a 0.104 in SLD e 0.261 in SLV.

Inoltre, il sottosuolo Aquilano possiede condizioni geotecniche simili alla categoria di sottosuolo B e condizioni topografiche appartenenti alla categoria T1.

Infine, si considera un rapporto tra la quota in sito e l'altezza del rilievo topografico pari a 1.

Si può quindi procedere con la definizione dell'azione sismica, attraverso l'utilizzo degli spettri di risposta, considerando un valore di smorzamento relativo del 5 %.

Gli spettri utilizzati sono tre, ognuno riferito ad un diverso stato limite e fattore di comportamento q.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale, descrive il moto sismico in SLD.

Il grafico è rappresentato nel piano cartesiano e presenta in ascissa il periodo proprio della struttura T, supposto massimo pari a 4 s, e come ordinata, il valore delle accelerazioni orizzontali $S_e(T)$ normalizzate rispetto l'accelerazione di gravità g.

Di conseguenza, seguendo le assunzioni finora prese e le direttive della Normativa Italiana di cui il § 3.2.3.2.1, è possibile definire lo spettro di risposta elastico delle accelerazioni orizzontali di Figura 4.1.



Figura 4.1: Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale.

Gli spettri di risposta di progetto in accelerazione della componente orizzontale, descrivono il moto sismico in SLV.

Ogni grafico è rappresentato nel piano cartesiano e presenta in ascissa il periodo proprio della struttura T, supposto massimo pari a 4 s, e come ordinata, il valore delle accelerazioni orizzontali $S_a(T)$ normalizzate rispetto l'accelerazione di gravità g.

In questo caso, bisogna introdurre due fattori di comportamento q pari a 3.9 e 5.85, rispettivamente per la classe di duttilità media (CD"B") e alta (CD"A"), che tengano conto della dissipazione offerta dalla struttura.

I fattori q derivano dal prodotto del valore base del fattore di comportamento q_0 e dal fattore K_R, che tiene conto delle caratteristiche di regolarità in altezza.

Quindi si considerano i valori di q₀ rispettivamente pari a 3.9 e 5.85 moltiplicati per un K_R pari a 1, in base alle ipotesi di regolarità in pianta, tipologia strutturale e classe di duttilità di cui ai §§ 7.3.1 e 7.4.3.2.

Di conseguenza seguendo le assunzioni finora prese e le direttive della Normativa Italiana al § 3.2.3.5, è possibile definire gli spettri di risposta di progetto delle accelerazioni orizzontali di Figure 4.2-a e 4.2-b.



Figura 4.2-a: Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente orizzontale per la classe di duttilità media (CD"B").



Figura 4.2-b: Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente orizzontale per la classe di duttilità alta (CD"A").

• Azione sismica EC8: l'edificio in civile abitazione è situato all'Aquila e presenta una Vita utile pari a 50 anni e un coefficiente d'importanza pari a 1.

Si può quindi definire la probabilità di superamento e il periodo di ritorno medio del sisma, che dipendono dallo stato limite utilizzato.

Infatti, in ambito sismico, la Normativa definisce Stati Limite di Danno e Stati Limite Ultimi.

Detto ciò, è possibile introdurre la Peak Ground Acceleration (PGA), la quale si riferisce al territorio Aquilano e allo stato limite considerato. La PGA normalizzata rispetto l'accelerazione di gravità, equivale a 0.104 in SLD e 0.261 in SLV.

Inoltre il sottosuolo Aquilano possiede condizioni geotecniche simili alla categoria di sottosuolo B.

Si può quindi procedere con la definizione dell'azione sismica, attraverso l'utilizzo degli spettri di risposta, considerando un valore di smorzamento relativo del 5 % e uno spettro di Tipo 1.

Gli spettri utilizzati sono tre, ognuno riferito ad un diverso stato limite e fattore di comportamento q.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale, descrive il moto sismico riferito allo Stato Limite di Danno.

Il grafico è rappresentato nel piano cartesiano e presenta in ascissa il periodo proprio della struttura T, supposto massimo pari a 4 s, e come ordinata, il valore delle accelerazioni orizzontali $S_e(T)$ normalizzate rispetto l'accelerazione di gravità g.

Di conseguenza seguendo le assunzioni finora prese e le direttive della Normativa Europea di cui il § 3.2.2.2, è possibile definire lo spettro di risposta elastico delle accelerazioni orizzontali di Figura 4.3.



Figura 4.3: Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale.

Gli spettri di risposta di progetto in accelerazione della componente orizzontale, descrivono il moto sismico riferito allo Stato Limite Ultimo. Ogni grafico è rappresentato nel piano cartesiano e presenta in ascissa il periodo proprio della struttura T, supposto massimo pari a 4 s, e come ordinata, il valore delle accelerazioni orizzontali $S_a(T)$ normalizzate rispetto l'accelerazione di gravità g.

In questo caso, bisogna introdurre due fattori di comportamento q pari a 3.9 e 5.85, rispettivamente per la classe di duttilità media (DCM) e alta (DCH), che tengano conto della dissipazione offerta dalla struttura.

I fattori q derivano dal prodotto del valore base del fattore di comportamento q_0 e dal fattore K_R che tiene conto delle caratteristiche di regolarità in altezza.

Quindi si considerano i valori di q_0 rispettivamente pari a 3.9 e 5.85 moltiplicati per un K_R pari a 1, in base alle ipotesi di regolarità in pianta, tipologia strutturale e classe di duttilità di cui al § 5.2.2.2.

Di conseguenza seguendo le assunzioni finora prese e le direttive della Normativa Europea al § 3.2.2.5, è possibile definire gli spettri di risposta di progetto per l'analisi elastica delle accelerazioni orizzontali di Figure 4.4-a e 4.4-b.



Figura 4.4-a: Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente orizzontale per la classe di duttilità media (DCM).



Figura 4.4-b: Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente orizzontale per la classe di duttilità alta (DCH).

Si noti che la componente sussultoria del sisma non viene presa in considerazione.

4.1.1.6 Altre azioni

In questa trattazione non si considerano le azioni della temperatura.

Inoltre l'azione del vento è trascurata poiché ritenuta irrilevante rispetto alla perturbazione generata dal sisma.

4.1.2 Analisi dei carichi

Di seguito si descrive l'applicazione delle azioni appena definite, al modello strutturale descritto al Capitolo 3.

4.1.2.1 Carichi permanenti strutturali

- Telaio 2D: il peso proprio deriva dal peso specifico del materiale, attribuito ad ogni sezione delle diverse membrature che costituiscono l'intelaiatura. Per questo scopo si è utilizzato un software di calcolo strutturale, nel quale sono stati assegnati i dovuti parametri.
- Orizzontamenti: l'analisi prevede due diverse tipologie di solaio.

La Figura 4.5 rappresenta il modulo del pacchetto di solaio riferito ai due interpiani.



Figura 4.5: Modulo del solaio dei due interpiani.

Di conseguenza in base agli spessori in Figura 4.5, alle ipotesi di modello e ai relativi pesi specifici (rispettivamente ai §§ 3.1 e 4.1.1.1 della presente), si ricava il peso relativo ad un modulo di 100 cm.

In Tabella 4.1 si riportano le fasi intermedie alla definizione del carico per unità di modulo del solaio di interpiano.

Elemento	P [kN/m ³]	P [kN/m ²]	h [m]	Lungh. in X [m]	Lungh. in Y [m]	P [kN/m]
Travetti	25.00		0.16	0.20	5.00	4.55
Soletta	25.00		0.04	1.00	5.00	5.68
Pignatte	11.00		0.16	0.80	5.00	8.00

Tabella 4.1: Definizione del carico per unità di modulo del solaio di interpiano.

La Figura 4.6 rappresenta il modulo del pacchetto di solaio riferito ad una copertura piana non praticabile.



Figura 4.6: Modulo del solaio di copertura piana non praticabile.

Di conseguenza in base agli spessori in Figura 4.6, alle ipotesi di modello e ai relativi pesi specifici (rispettivamente ai §§ 3.1 e 4.1.1.1 della presente), si ricava il peso relativo ad un modulo di 100 cm.

In Tabella 4.2 si riportano le fasi intermedie alla definizione del carico per unità di modulo del solaio di copertura.

Tabella 4.2: Definizione del carico per unità di modulo del solaio di copertura.

Elemento	$P [kN/m^3]$	$P [kN/m^2]$	h [m]	Lungh. in X [m]	Lungh. in Y [m]	P [kN/m]
Travetti	25.00		0.16	0.20	5.00	4.55
Soletta	25.00		0.04	1.00	5.00	5.68
Pignatte	11.00		0.16	0.80	5.00	8.00

4.1.2.2 Carichi permanenti non strutturali

• Orizzontamenti: il pacchetto non strutturale varia in funzione della tipologia di solaio analizzata.

Nel caso di solaio di interpiano, in base agli spessori in Figura 4.5, alle ipotesi di modello e ai relativi pesi specifici (rispettivamente ai §§ 3.1 e 4.1.1.2), si ricava il peso relativo ad un modulo di 100 cm.

In Tabella 4.3 si riportano le fasi intermedie alla definizione del carico per unità di modulo del solaio di interpiano.

Elemento	P [kN/m3]	P [kN/m2]	h [m]	Lungh. in X [m]	Lungh. in Y [m]	P [kN/m]
Massetto	20.00		0.05	1.00	5.00	5.68
Pavimento		0.40		1.00	5.00	2.27
Intonaco		0.32		1.00	5.00	1.82

Tabella 4.3: Definizione del carico per unità di modulo del solaio di interpiano.

Nel caso di solaio di copertura, si considerano gli spessori in Figura 4.6 e ci si riferisce alle stesse ipotesi del solaio di interpiano.

In Tabella 4.4 si riportano le fasi intermedie alla definizione del carico per unità di modulo del solaio di copertura.

Elemento	P [kN/m3]	P [kN/m2]	h [m]	Lungh. in X [m]	Lungh. in Y [m]	P [kN/m]
Massetto	6.00		0.15	1.00	5 00	5 11
alleggerito	0.00		0.15	1.00	5.00	0.11
Strato		0.90		1.00	F 00	1 1 /
idrofugo		0.20		1.00	5.00	1.14
Intonaco		0.32		1.00	5.00	1.82

Tabella 4.4: Definizione del carico per unità di modulo del solaio di copertura.

• Tamponamenti interni: equivalgono ad un carico gravitazionale uniformemente distribuito su una superficie, che tiene conto dell'ingombro di pareti esterne e membrature interne, pari a 74.10 m².

Il carico gravitazionale per unità di lunghezza vale 11.23 kN/m, supposto uniformemente distribuito e riferito alla luce degli elementi orizzontali dei soli solai d'interpiano.

4.1.2.3 Sovraccarichi

• Carico ad uso residenziale: equivalente ad un carico gravitazionale uniformemente distribuito su una superficie pari a 74.10 m², che tiene conto dell'ingombro di pareti esterne e membrature interne.

Il carico gravitazionale per unità di lunghezza vale 11.23 kN/m, supposto uniformemente distribuito e riferito alla luce degli elementi orizzontali dei primi due piani.

Si noti che questo è un carico variabile, perciò deve essere applicato in maniera corretta al fine di massimizzare e minimizzare le caratteristiche di sollecitazione all'interno delle membrature. Di conseguenza è possibile definire i relativi inviluppi di sforzo normale, sforzo tagliante e momento flettente. • Carico imposto sulla copertura: si considera un carico gravitazionale uniformemente distribuito su una superficie pari a 78.00 m².

Il carico gravitazionale per unità di lunghezza vale 2.50 kN/m, supposto uniformemente distribuito e riferito alla luce degli elementi orizzontali dell'ultimo piano dell'edificio.

Inoltre questo è un carico variabile e perciò valgono le stesse considerazioni del sovraccarico ad uso residenziale, al fine di ottenere gli inviluppi delle sollecitazioni interne.

4.1.2.4 Azione della neve

Si modella come un carico gravitazionale uniformemente distribuito su una superficie pari a 78.00 m².

Il carico gravitazionale per unità di lunghezza vale 10.90 kN/m, supposto uniformemente distribuito e riferito alla luce degli elementi orizzontali dell'ultimo piano dell'edificio.

4.1.2.5 Azione sismica

La tipologia di struttura prevede di considerare solo 3 gradi di libertà, ognuno relativo ad un diverso livello del telaio 2D ed equivalente ad una traslazione orizzontale nel piano del modello.

Ogni grado di libertà è stato ottenuto attraverso condensazione dinamica, permettendo la definizione di una massa modale totale che rispetta i minimi di Normativa.

A questo punto l'analisi dell'azione sismica, avviene attraverso la risoluzione di un problema agli autovalori e autovettori.

Di conseguenza bisogna introdurre la matrice di massa e rigidezza della struttura.

La massa del sistema è definita considerando i carichi permanenti strutturali, i carichi permanenti non strutturali e i sovraccarichi di cui ai §§ 4.1.2.1, 4.1.2.2 e 4.1.2.3 della presente, opportunamente combinati attraverso la Relazione 2.5.7 del § 2.5.3 delle NTC2018.

Tali considerazioni sono poi state implementate all'interno del software di calcolo strutturale attraverso le dovute procedure.

La rigidezza del sistema, invece, è definita attraverso il materiale e le sezioni degli elementi che compongono il modello.

Inoltre bisogna effettuare una distinzione nel caso di membrature fessurate e non fessurate. In quest'ultimo caso, si considera una riduzione della rigidezza nelle travi e nelle colonne, rispettivamente pari al 50% e al 30%.

Quindi in base alle ipotesi e alle condizioni al contorno del problema, si ottengono le pulsazioni naturali al quadrato e le forme modali, rispettivamente autovalori e autovettori del sistema.

• Membrature non fessurate: nella Tabella 4.5 si riportano gli autovalori, le pulsazioni naturali, i periodi propri e le frequenze naturali dei primi 3 modi di vibrare della struttura.

Modo	Autovalore $[rad2/s2]$	Pulsazione [rad/s]	Periodo [s]	Frequenza $[cicli/s]$
1	407.43	20.18	0.31	3.21
2	4520.62	67.24	0.09	10.70
3	14704.36	121.26	0.05	19.30

Tabella 4.5: Caratteristiche modali nel caso di membrature non fessurate.

• Membrature fessurate: nella Tabella 4.6 si riportano gli autovalori, le pulsazioni naturali, i periodi propri e le frequenze naturali dei primi 3 modi di vibrare della struttura.

 Tabella 4.6: Caratteristiche modali nel caso di membrature fessurate.

Modo	Autovalore [rad2/s2]	Pulsazione [rad/s]	Periodo [s]	Frequenza $[cicli/s]$
1	240.75	15.52	0.40	2.47
2	2868.96	53.56	0.12	8.52
3	10297.20	101.48	0.06	16.15

4.2 Capacità della struttura

L'intelaiatura dell'edificio è in calcestruzzo armato con un comportamento strutturale dissipativo.

La dissipazione all'interno del modello è considerata attraverso l'utilizzo del fattore di comportamento q, introdotto al § 4.1.1.4 della presente.

Inoltre come introdotto al § 4.1.2.4, si rappresenta il contributo della fessurazione attraverso un decadimento di rigidezza degli elementi strutturali.

4.2.1 Materiali

Le leggi costitutive utilizzate per modellare i materiali calcestruzzo e acciaio, sono leggi di tipo elastico e hanno caratteristiche che rispettano i requisiti delle Normative Italiana e Europea, di cui ai §§ 7.4.2 e 5.4.1.1 rispettivamente.

La Tabella 4.7 riassume le caratteristiche legate al calcestruzzo.

Classe di resistenza $C25/30$				
Resistenza caratteristica cubica, Rck [MPa]	30			
Resistenza caratteristica cilindrica, fck [MPa]	24.90			
Coefficiente di riduzione resistenza per carichi di lunga durata, α cc [-]				
Resistenza a compressione di calcolo (Υ c=1.5), fcd [MPa]	14.11			
Resistenza a compressione media, fcm [MPa]	32.90			
Modulo elastico, Ecm [MPa]	31447			
Modulo elastico di progetto, Ecd [MPa]	26206			
Resistenza a trazione media, fctm [MPa]	2.56			
Frattile 5% della resistenza caratteristica a trazione, fctk_0.05 [MPa]	1.79			
Resistenza a trazione di calcolo (Υ c=1.5), fctd [MPa]	1.19			
Classe di esposizione	XC2			
Dimensione nominale massima dell'aggregato, Dmax [mm]	32			
Classe di consistenza	S4			
Classe di contenuto in cloruri	Cl 0,20			

 Tabella 4.7: Caratteristiche legate al calcestruzzo.

Sulla base di queste ipotesi e del § 4.1.3.3 dell'Eurocodice 2, è possibile definire un copriferro nominale delle membrature pari a 40 mm.

La Tabella 4.8 riassume le caratteristiche legate all'acciaio per armatura ordinaria.

Tabella 4.8:	Caratteristiche	legate	all'acciaio	per	armatura	ordinaria.
--------------	-----------------	--------	-------------	-----	----------	------------

B450C			
Tensione caratteristica di snervamento, fyk [MPa]	450		
Tensione di snervamento di calcolo (Υ s =1.15), fyd [MPa]			
Modulo elastico, Es [MPa]			
Deformazione di snervamento di calcolo, ε_{yd} [-]	0.00196		

4.2.2Classi di duttilità

La Normativa prevede di effettuare una progettazione secondo i criteri di Classe di Duttilità Media e Classe di Duttilità Alta.

In questa trattazione, si riportano entrambe le procedure applicate al modello di calcolo di cui al § 3.1, considerando l'NTC2018 e l'EC8.

Di conseguenza si considera la plasticizzazione delle membrature sia a livello locale che a livello globale, e si individuano zone di dissipazione di energia, riferite alle estremità di ogni elemento.

Queste considerazioni, permettono l'introduzione del concetto di gerarchia delle resistenze, attraverso il quale si ipotizza un collasso degli elementi orizzontali e, solo in un secondo momento, di quelli verticali. Infatti si ipotizzano dimensioni delle sezioni adatte allo scopo.

4.3 Metodo di analisi del modello

L'analisi strutturale prevede innanzitutto l'utilizzo della combinazione fondamentale allo Stato Limite Ultimo (SLU), per situazioni di progetto persistenti o transitorie.

Inoltre si considera la combinazione sismica allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), per il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione.

Si può osservare che, essendo in campo elastico, è possibile separare gli effetti prodotti dalle azioni statiche da quelli prodotti dall'azione sismica.

Di conseguenza si procede attraverso un'analisi statica lineare e un'analisi modale con spettro di risposta.

In aggiunta, l'azione sismica rappresentata con uno spettro elastico allo Stato Limite di Danno (SLD), permette di trovare gli spostamenti di interpiano della struttura.

Si noti che non si discutono altre combinazioni agli stati limite, poiché si vuole esaminare principalmente il contributo resistente rispetto a quello rigido della costruzione.

4.3.1 Stati Limite Ultimi (SLU)

Lo stato limite SLU è riferito sia alla combinazione fondamentale sia alla combinazione sismica SLV.

4.3.1.1 Combinazione fondamentale

La procedura è incentrata al calcolo degli effetti prodotti dai carichi permanenti strutturali, dai carichi permanenti non strutturali, dai sovraccarichi e dall'azione della neve, descritti rispettivamente ai §§ 4.1.2.1, 4.1.2.2, 4.1.2.3 e 4.1.2.4.

A questo punto si considera la sola combinazione nella quale l'azione dominante è il carico variabile ad uso residenziale, poiché restituisce caratteristiche di sollecitazione maggiori.

Di conseguenza il coefficiente di combinazione per il carico neve vale 0.5 (relativo ad una quota minore di 1000 m s.l.m.) mentre, il carico variabile sulla copertura, è moltiplicato per un coefficiente di combinazione nullo.

Di seguito si riportano in tabelle le caratteristiche di sollecitazione N_1 in kilo-Newton [kN], V_2 in kilo-Newton [kN] e M_3 in kilo-Newton metro [kN-m], ricavate con l'utilizzo del software di calcolo strutturale.

Le diverse tabelle si riferiscono alle sezioni iniziale, di massimo momento flettente e finale per ogni trave e, iniziale e finale per ogni pilastro.

Le travi e le colonne seguono poi le ipotesi dichiarate nel Capitolo 3, con una denominazione come in Figura 3.1.

La Tabella 4.9 si riferisce al peso proprio del telaio 2D.

Elemento	Posizione [m]	N_1 [kN]	V ₂ [kN]	M ₃ [kN-m]
101	0	-104.32	2.13	-2.10
101	3	-81.83	2.13	4.29
102	0	-143.10	-0.03	-0.01
102	3	-120.61	-0.03	-0.09
103	0	-143.10	0.03	0.01
103	3	-120.61	0.03	0.09
104	0	-104.32	-2.13	2.10
104	3	-81.83	-2.13	-4.29
201	0	-69.52	3.33	-5.34
201	3	-47.03	3.33	4.66
202	0	-95.43	0.06	0.04
202	3	-72.94	0.06	0.23
203	0	-95.43	-0.06	-0.04
203	3	-72.94	-0.06	-0.23
204	0	-69.52	-3.33	5.34
204	3	-47.03	-3.33	-4.66
301	0	-34.55	4.73	-5.52
301	3	-12.06	4.73	8.66
302	0	-47.92	-0.18	0.14
302	3	-25.43	-0.18	-0.41
303	0	-47.92	0.18	-0.14

Tabella 4.9: Sforzi N₁, V₂ e M₃ generati dal peso proprio del telaio 2D.

		1		1	
303	3	-25.43	0.18	0.41	
304	0	-34.55	-34.55 -4.73		
304	3	-12.06	-4.73	-8.66	
1001	0	1.20	12.31	-9.62	
1001	2.5	1.20	-0.19	5.52	
1001	5	1.20	-12.68	-10.57	
1002	0	1.29	12.50	-10.44	
1002	2.5	1.29	0.00	5.18	
1002	5	1.29	-12.50	-10.44	
1003	0	1.20	12.68	-10.57	
1003	2.5	1.20	0.19	5.52	
1003	5	1.20	-12.31	-9.62	
2001	0	1.40	12.48	-10.17	
2001	2.5	1.40	-0.02	5.39	
2001	5	1.40	-12.52	-10.28	
2002	0	1.15	12.50	-10.37	
2002	2.5	1.15	0.00	5.25	
2002	5	1.15	-12.50	-10.37	
2003	0	1.40	12.52	-10.28	
2003	2.5	1.40	0.02	5.39	
2003	5	1.40	-12.48	-10.17	
3001	0	-4.73	12.06	-8.66	
3001	2.5	-4.73	-0.44	5.87	
3001	5	-4.73	-12.93	-10.84	
3002	0	-4.54	12.50	-10.44	
3002	2.5	-4.54	0.00	5.18	
3002	5	-4.54	-12.50	-10.44	
3003	0	-4.73	12.93	-10.84	
3003	2.5	-4.73	0.44	5.87	
3003	5	-4.73	-12.06	-8.66	

La Tabella 4.10 si riferisce al peso strutturale e non strutturale dei solai di interpiano e del solaio di copertura pari rispettivamente a 28.00 kN/m e 26.30 kN/m.

Elemento	Posizione [m]	N_1 [kN]	V_2 [kN]	M ₃ [kN-m]	
101	0	-202.27 11.92		-11.76	
101	3	-202.27 11.92		24.00	
102	102 0		-0.13	-0.05	
102	3	-414.98	-0.13	-0.46	
103	0	-414.98	0.13	0.05	

Tabella 4.10: Sforzi N_1 , V_2 e M_3 generati dai solai.

103	3	-414.98 0.13 0		0.46	
104	0	-202.27	-11.92	11.76	
104	3	-202.27	-11.92	-24.00	
201	0	-133.34	18.76	-29.87	
201	3	-133.34	18.76	26.40	
202	0	-273.91	0.26	0.31	
202	3	-273.91	0.26	1.09	
203	0	-273.91	-0.26	-0.31	
203	3	-273.91	-0.26	-1.09	
204	0	-133.34	-18.76	29.87	
204	3	-133.34	-18.76	-26.40	
301	0	-63.53	25.40	-30.36	
301	3	-63.53	25.40	45.83	
302	0	-133.72	-0.91	0.72	
302	3	-133.72	-0.91	-2.01	
303	0	-133.72	0.91	-0.72	
303	3	-133.72	0.91	2.01	
304	0	-63.53	-25.40	30.36	
304	3	-63.53	-25.40	-45.83	
1001	0	6.84	68.93	-53.88	
1001	2.5	6.84	-1.07	30.94	
1001	5	6.84	-71.07	-59.25	
1002	0	7.23	70.00	-58.48	
1002	2.5	7.23	0.00	29.02	
1002	5	7.23	-70.00	-58.48	
1003	0	6.84	71.07	-59.25	
1003	2.5	6.84	1.07	30.94	
1003	5	6.84	-68.93	-53.88	
2001	0	6.64	69.81	-56.76	
2001	2.5	6.64	-0.19	30.26	
2001	5	6.64	-70.19	-57.72	
2002	0	5.47	70.00	-58.09	
2002	2.5	5.47	0.00	29.41	
2002	5	5.47	-70.00	-58.09	
2003	0	6.64	70.19	-57.72	
2003	2.5	6.64	0.19	30.26	
2003	5	6.64	-69.81	-56.76	
3001	0	-25.40	63.53	-45.83	
3001	2.5	-25.40	-2.22	30.82	
3001	5	-25.40	-67.97	-56.91	
3002	0	-24.49	65.75	-54.90	
3002	2.5	-24.49	0.00	27.28	
3002	5	-24.49	-65.75	-54.90	

3003	0	-25.40	67.97	-56.91	
3003	3003 2.5		2.22	30.82	
3003	5	-25.40	-63.53	-45.83	

La Tabella 4.11 si riferisce al peso dei tamponamenti interni pari a 11.23 kN/m.

Elemento	Posizione [m]	N ₁ [kN]	N_1 [kN] V_2 [kN]		
101	0	-55.60	4.73	-4.70	
101	3	-55.60	4.73	9.48	
102	0	-112.85	0.06	-0.13	
102	3	-112.85	0.06	0.05	
103	0	-112.85	-0.06	0.13	
103	3	-112.85	-0.06	-0.05	
104	0	-55.60	-4.73	4.70	
104	3	-55.60	-4.73	-9.48	
201	0	-28.07	8.14	-11.89	
201	3	-28.07	8.14	12.54	
202	0	-56.16	-0.48	0.70	
202	3	-56.16	-0.48	-0.74	
203	0	-56.16	0.48	-0.70	
203	3	-56.16	0.48	0.74	
204	0	-28.07	-8.14	11.89	
204	3	-28.07	-8.14	-12.54	
301	0	-0.52	3.46	-8.76	
301	3	-0.52	3.46	1.61	
302	0	0.52	0.36	-0.22	
302	3	0.52	0.36	0.85	
303	0	0.52	-0.36	0.22	
303	3	0.52	-0.36	-0.85	
304	0	-0.52	-3.46	8.76	
304	3	-0.52	-3.46	-1.61	
1001	0	3.41	27.54	-21.37	
1001	2.5	3.41	-0.54	12.37	
1001	5	3.41	-28.61	-24.07	
1002	0	2.88	28.08	-23.42	
1002	2.5	2.88	0.00	11.68	
1002	5	2.88	-28.08	-23.42	
1003	0	3.41	28.61	-24.07	
1003	2.5	3.41	0.54	12.37	
1003	5	3.41	-27.54	-21.37	

Tabella 4.11: Sforzi N_1 , V_2 e M_3 generati dai divisori interni.

2001	0	-4.68	27.54	-21.30
2001	2.5	-4.68	-0.53	12.47
2001	5	-4.68	-28.61	-23.95
2002	0	-3.85	28.08	-23.43
2002	2.5	-3.85	0.00	11.66
2002	5	-3.85	-28.08	-23.43
2003	0	-4.68	28.61	-23.95
2003	2.5	-4.68	0.53	12.47
2003	5	-4.68	-27.54	-21.30
3001	0	-3.46	0.52	-1.61
3001	2.5	-3.46	0.52	-0.31
3001	5	-3.46	0.52	0.99
3002	0	-3.81	0.00	0.14
3002	2.5	-3.81	0.00	0.14
3002	5	-3.81	0.00	0.14
3003	0	-3.46	-0.52	0.99
3003	2.5	-3.46	-0.52	-0.31
3003	5	-3.46	-0.52	-1.61

La Tabella 4.12 si riferisce al carico variabile ad uso residenziale pari a 11.23 kN/m.

Elemento	Posizione [m]	N _{1_MAX} [kN]	$egin{array}{c} V_{2_MAX} \ [kN] \end{array}$	M _{3_MAX} [kN-m]	N1_MIN [kN]	$egin{array}{c} V_{2_MIN} \ [kN] \end{array}$	M _{3_MIN} [kN-m]
101	0	0.48	4.55	-0.10	-56.02	0.04	-4.31
101	3	0.48	4.55	9.34	-56.02	0.04	0.01
102	0	0.41	4.27	4.21	-113.26	-4.22	-4.34
102	3	0.41	4.27	8.48	-113.26	-4.22	-8.43
103	0	0.41	4.22	4.34	-113.26	-4.27	-4.21
103	3	0.41	4.22	8.43	-113.26	-4.27	-8.48
104	0	0.48	-0.04	4.31	-56.02	-4.55	0.10
104	3	0.48	-0.04	-0.01	-56.02	-4.55	-9.34
201	0	0.02	8.44	0.59	-28.09	-0.40	-12.41
201	3	0.02	8.44	12.90	-28.09	-0.40	-0.60
202	0	-0.09	8.05	12.37	-56.07	-8.43	-11.85
202	3	-0.09	8.05	12.28	-56.07	-8.43	-12.92
203	0	-0.09	8.43	11.85	-56.07	-8.05	-12.37
203	3	-0.09	8.43	12.92	-56.07	-8.05	-12.28
204	0	0.02	0.40	12.41	-28.09	-8.44	-0.59
204	3	0.02	0.40	0.60	-28.09	-8.44	-12.90
301	0	0.07	3.54	0.15	-0.59	-0.08	-8.91

Tabella 4.12: Inviluppi di N_1 , V_2 e M_3 generati dal carico variabile ad uso residenziale.
301	3	0.07	3.54	1.72	-0.59	-0.08	-0.11
302	0	1.06	3.43	7.67	-0.54	-3.08	-7.95
302	3	1.06	3.43	2.41	-0.54	-3.08	-1.56
303	0	1.06	3.08	7.95	-0.54	-3.43	-7.67
303	3	1.06	3.08	1.56	-0.54	-3.43	-2.41
304	0	0.07	0.08	8.91	-0.59	-3.54	-0.15
304	3	0.07	0.08	0.11	-0.59	-3.54	-1.72
1001	0	3.92	27.93	0.58	-0.51	-0.49	-21.74
1001	2.5	3.92	0.09	13.00	-0.51	-0.63	-0.63
1001	5	3.92	0.09	0.23	-0.51	-28.70	-24.30
1002	0	3.46	28.49	0.40	-0.29	-0.41	-23.81
1002	2.5	3.46	0.41	12.94	-0.29	-0.41	-0.63
1002	5	3.46	0.41	0.40	-0.29	-28.49	-23.81
1003	0	3.92	28.70	0.23	-0.51	-0.09	-24.30
1003	2.5	3.92	0.63	13.00	-0.51	-0.09	-0.63
1003	5	3.92	0.49	0.58	-0.51	-27.93	-21.74
2001	0	0.75	27.94	0.42	-5.24	-0.44	-21.62
2001	2.5	0.75	0.05	13.14	-5.24	-0.58	-0.69
2001	5	0.75	0.05	0.15	-5.24	-28.65	-24.10
2002	0	0.11	28.48	0.31	-4.07	-0.40	-23.74
2002	2.5	0.11	0.40	13.06	-4.07	-0.40	-0.70
2002	5	0.11	0.40	0.31	-4.07	-28.48	-23.74
2003	0	0.75	28.65	0.15	-5.24	-0.05	-24.10
2003	2.5	0.75	0.58	13.14	-5.24	-0.05	-0.69
2003	5	0.75	0.44	0.42	-5.24	-27.94	-21.62
3001	0	0.08	0.59	0.11	-3.54	-0.07	-1.72
3001	2.5	0.08	0.59	0.26	-3.54	-0.07	-0.50
3001	5	0.08	0.59	1.38	-3.54	-0.07	-0.25
3002	0	-0.12	0.47	1.42	-3.70	-0.47	-1.28
3002	2.5	-0.12	0.47	0.25	-3.70	-0.47	-0.36
3002	5	-0.12	0.47	1.42	-3.70	-0.47	-1.28
3003	0	0.08	0.07	1.38	-3.54	-0.59	-0.25
3003	2.5	0.08	0.07	0.26	-3.54	-0.59	-0.50
3003	5	0.08	0.07	0.11	-3.54	-0.59	-1.72

La Tabella 4.13 si riferisce al peso della neve pari a 10.90 kN/m.

Elemento	Posizione [m]	N_1 [kN]	V_2 [kN]	M ₃ [kN-m]
101	0	-26.37	0.06	-0.02
101	3	-26.37	0.06	0.15
102	0	-55.38	-0.12	0.11
102	3	-55.38	-0.12	-0.24
103	0	-55.38	0.12	-0.11
103	3	-55.38	0.12	0.24
104	0	-26.37	-0.06	0.02
104	3	-26.37	-0.06	-0.15
201	0	-26.26	-0.64	-0.10
201	3	-26.26	-0.64	-2.02
202	0	-55.49	0.60	-0.59
202	3	-55.49	0.60	1.21
203	0	-55.49	-0.60	0.59
203	3	-55.49	-0.60	-1.21
204	0	-26.26	0.64	0.10
204	3	-26.26	0.64	2.02
301	0	-25.79	6.95	-3.53
301	3	-25.79	6.95	17.33
302	0	-55.96	-0.74	0.52
302	3	-55.96	-0.74	-1.71
303	0	-55.96	0.74	-0.52
303	3	-55.96	0.74	1.71
304	0	-25.79	-6.95	3.53
304	3	-25.79	-6.95	-17.33
1001	0	-0.70	0.11	-0.25
1001	2.5	-0.70	0.11	0.04
1001	5	-0.70	0.11	0.32
1002	0	0.02	0.00	-0.04
1002	2.5	0.02	0.00	-0.04
1002	5	0.02	0.00	-0.04
1003	0	-0.70	-0.11	0.32
1003	2.5	-0.70	-0.11	0.04
1003	5	-0.70	-0.11	-0.25
2001	0	7.59	0.47	-1.51
2001	2.5	7.59	0.47	-0.34
2001	5	7.59	0.47	0.83
2002	0	6.25	0.00	0.14
2002	2.5	6.25	0.00	0.14
2002	5	6.25	0.00	0.14
2003	0	7.59	-0.47	0.83
2003	2.5	7.59	-0.47	-0.34

Tabella 4.13: Sforzi N_1 , V_2 e M_3 generati dal peso della neve.

2003	5	7.59	-0.47	-1.51
3001	0	-6.95	25.79	-17.33
3001	2.5	-6.95	-1.46	13.09
3001	5	-6.95	-28.71	-24.61
3002	0	-6.21	27.25	-22.90
3002	2.5	-6.21	0.00	11.16
3002	5	-6.21	-27.25	-22.90
3003	0	-6.95	28.71	-24.61
3003	2.5	-6.95	1.46	13.09
3003	5	-6.95	-25.79	-17.33

Successivamente si applica la combinazione fondamentale, di cui al § 2.5.3 delle NTC2018, ottenendo i valori massimi e minimi degli inviluppi di N_1 , V_2 e M_3 , in prospettiva delle verifiche strutturali da effettuare.

La Tabella 4.14 riporta le sollecitazioni interne $N_1(M_3)$ e $V_2(M_3)$ riferite alla massimizzazione del momento flettente M_3 nella sezione più sollecitata delle travi.

Elemento	Posizione [m]	M3 [kN-m]	N1(M3) [kN]	V2(M3) [kN]
1001	2.5	85.48	20.93	-2.23
1002	2.5	81.36	20.59	0.62
1003	2.5	85.48	20.93	3.31
2001	2.5	84.51	10.23	-0.65
2002	2.5	82.25	7.69	0.60
2003	2.5	84.51	10.23	1.59
3001	2.5	57.90	-44.25	-3.65
3002	2.5	51.17	-48.29	0.70
3003	2.5	57.90	-44.25	4.65

Tabella 4.14: Massimizzazione del momento flettente nelle travi.

La Tabella 4.15 riporta le sollecitazioni interne $N_1(M_3)$ e $V_2(M_3)$ riferite alla minimizzazione del momento flettente M_3 nella sezione più sollecitata delle travi.

Elemento	Posizione [m]	M3 [kN-m]	N1(M3) [kN]	V2(M3) [kN]
1001	5	-163.08	14.29	-194.78
1002	0	-160.47	14.98	148.74
1003	0	-163.08	14.29	151.59
2001	5	-159.85	1.25	-193.06

Tabella 4.15: Minimizzazione del momento flettente nelle travi.

2002	0	-159.64	1.42	148.75
2003	0	-159.85	1.25	150.00
3001	5	-106.91	-49.69	-126.81
3002	0	-104.04	-47.94	121.46
3003	0	-106.91	-49.69	125.81

La Tabella 4.16 riporta le sollecitazioni interne $V_2(N_1)$ e $M_3(N_1)$ riferite alla minimizzazione dello sforzo normale N_1 nella sezione più sollecitata dei pilastri.

Elemento	Posizione [m]	N1 [kN]	V2(N1) [kN]	M3(N1) [kN-m]
101	0	-585.77	25.45	-31.53
102	0	-1106.21	-6.53	-6.70
103	0	-1106.21	-6.20	-6.13
104	0	-585.77	-32.22	25.22
201	0	-367.65	39.85	-82.28
202	0	-690.10	-12.49	-16.72
203	0	-690.10	-12.22	-19.61
204	0	-367.65	-53.10	62.78
301	0	-148.53	49.43	-75.78
302	0	-278.90	-6.59	-10.41
303	0	-278.90	-3.17	-13.02
304	0	-148.53	-54.87	62.21

Tabella 4.16: Minimizzazione dello sforzo normale nei pilastri.

La Tabella 4.17 riporta le sollecitazioni interne $N_1(M_3)$ e $V_2(M_3)$ riferite alla massimizzazione/minimizzazione del momento flettente M_3 nella sezione più sollecitata dei pilastri.

Elemento	Posizione [m]	M3 [kN-m]	N1(M3) [kN]	V2(M3) [kN]
101	3	65.13	-471.78	32.22
102	3	-13.54	-907.70	-6.62
103	3	13.54	-737.18	6.62
104	3	-65.13	-556.53	-32.22
201	0	-82.28	-367.65	39.85
202	3	21.05	-492.64	12.94
203	3	-21.05	-576.63	-12.94
204	0	82.28	-325.48	-39.85
301	3	88.83	-118.29	54.87
302	0	13.02	-276.51	3.17

Tabella 4.17: Massimizzazione/minimizzazione del momento flettente nei pilastri.

303	0	-13.02	-278.90	-3.17
304	3	-88.83	-119.29	-54.87

La Tabella 4.18 riporta le sollecitazioni interne $N_1(V_2)$ e $M_3(V_2)$ riferite alla massimizzazione/minimizzazione dello sforzo tagliante V_2 nella sezione più sollecitata delle travi e dei pilastri.

Elemento	Posizione [m]	V2 [kN]	N1(V2) [kN]	M3(V2) [kN-m]
101	0	32.22	-501.02	-25.22
102	0	-6.62	-936.94	-6.51
103	0	6.62	-766.42	6.51
104	0	-32.22	-585.77	25.22
201	0	53.10	-325.48	-62.78
202	0	12.94	-521.88	18.56
203	0	-12.94	-605.87	-18.56
204	0	-53.10	-367.65	62.78
301	0	54.87	-147.53	-62.21
302	0	-6.59	-278.90	-10.41
303	0	6.59	-276.51	10.41
304	0	-54.87	-148.53	62.21
1001	5	-194.78	14.29	-163.08
1002	0	192.09	20.59	-124.15
1003	0	194.78	20.93	-126.27
2001	5	-193.06	1.25	-159.85
2002	0	192.07	7.69	-123.56
2003	0	193.06	10.23	-123.48
3001	5	-126.81	-49.69	-106.91
3002	0	122.86	-48.29	-99.78
3003	0	126.81	-44.25	-104.47

Tabella 4.18: Massimizzazione/minimizzazione dello sforzo tagliante nelle colonne e travi.

4.3.1.2 Combinazione sismica SLV

La procedura consiste in un'analisi statica lineare e un'analisi modale con spettro di risposta.

• Analisi statica lineare: nella quale le azioni applicate sul modello sono relative ai §§ 4.1.2.1, 4.1.2.2, 4.1.2.3 e 4.1.2.4.

Si osserva però che l'unica azione variabile considerata è il carico ad uso residenziale, poiché moltiplicato per un coefficiente di combinazione non nullo pari a 0.3. Inoltre continuano a valere le stesse considerazioni e gli stessi valori di cui al § 4.3.1.1, in riferimento alle sollecitazioni interne riportate nelle diverse tabelle.

Successivamente si applica la combinazione sismica, di cui al § 2.5.3 delle NTC2018, ottenendo i valori massimi e minimi degli inviluppi di N_1 , V_2 e M_3 , considerando le sole azioni statiche.

La Tabella 4.19 riporta i diversi inviluppi relativi alle sezioni iniziale, di massimo momento flettente e finale per ogni trave e, iniziale e finale per ogni pilastro.

Le travi e le colonne, seguono poi le ipotesi dichiarate nel Capitolo 3, con una denominazione come in Figura 3.1.

Elemento	Posizione [m]	N _{1_MAX}		M _{3_MAX}	N _{1_MIN}	V2_MIN	M _{3_MIN}
101	0	-362.05	20.14	-18.58	-379.00	18.79	-19.85
101	3	-339.55	20.14	40.58	-356.50	18.79	37.78
102	0	-670.81	1.18	1.08	-704.91	-1.37	-1.49
102	3	-648.32	1.18	2.04	-682.42	-1.37	-3.03
103	0	-670.81	1.37	1.49	-704.91	-1.18	-1.08
103	3	-648.32	1.37	3.03	-682.42	-1.18	-2.04
104	0	-362.05	-18.79	19.85	-379.00	-20.14	18.58
104	3	-339.55	-18.79	-37.78	-356.50	-20.14	-40.58
201	0	-230.92	32.76	-46.91	-239.36	30.11	-50.81
201	3	-208.43	32.76	47.46	-216.86	30.11	43.41
202	0	-425.52	2.26	4.76	-442.32	-2.69	-2.50
202	3	-403.03	2.26	4.26	-419.83	-2.69	-3.30
203	0	-425.52	2.69	2.50	-442.32	-2.26	-4.76
203	3	-403.03	2.69	3.30	-419.83	-2.26	-4.26
204	0	-230.92	-30.11	50.81	-239.36	-32.76	46.91
204	3	-208.43	-30.11	-43.41	-216.86	-32.76	-47.46
301	0	-98.59	34.64	-44.59	-98.79	33.55	-47.31
301	3	-76.09	34.64	56.62	-76.29	33.55	56.07
302	0	-180.80	0.30	2.94	-181.28	-1.66	-1.74
302	3	-158.31	0.30	-0.84	-158.79	-1.66	-2.03
303	0	-180.80	1.66	1.74	-181.28	-0.30	-2.94
303	3	-158.31	1.66	2.03	-158.79	-0.30	0.84
304	0	-98.59	-33.55	47.31	-98.79	-34.64	44.59
304	3	-76.09	-33.55	-56.07	-76.29	-34.64	-56.62
1001	0	12.63	117.15	-84.70	11.30	108.62	-91.39
1001	2.5	12.63	-1.78	52.74	11.30	-1.99	48.65

Tabella 4.19: Inviluppi di N_1 , V_2 e M_3 generati dalla totalità delle azioni statiche.

1001	5	12.63	-112.35	-93.81	11.30	-120.99	-101.18
1002	0	12.43	119.12	-92.21	11.31	110.45	-99.48
1002	2.5	12.43	0.12	49.76	11.31	-0.12	45.69
1002	5	12.43	-110.45	-92.21	11.31	-119.12	-99.48
1003	0	12.63	120.99	-93.81	11.30	112.35	-101.18
1003	2.5	12.63	1.99	52.74	11.30	1.78	48.65
1003	5	12.63	-108.62	-84.70	11.30	-117.15	-91.39
2001	0	3.57	118.21	-88.10	1.78	109.69	-94.72
2001	2.5	3.57	-0.73	52.07	1.78	-0.92	47.92
2001	5	3.57	-111.30	-91.90	1.78	-119.91	-99.18
2002	0	2.81	119.11	-91.79	1.55	110.45	-99.00
2002	2.5	2.81	0.12	50.25	1.55	-0.12	46.12
2002	5	2.81	-110.45	-91.79	1.55	-119.11	-99.00
2003	0	3.57	119.91	-91.90	1.78	111.30	-99.18
2003	2.5	3.57	0.92	52.07	1.78	0.73	47.92
2003	5	3.57	-109.69	-88.10	1.78	-118.21	-94.72
3001	0	-33.55	76.29	-56.07	-34.64	76.09	-56.62
3001	2.5	-33.55	-1.95	36.46	-34.64	-2.15	36.23
3001	5	-33.55	-80.20	-66.35	-34.64	-80.40	-66.83
3002	0	-32.88	78.39	-64.77	-33.95	78.11	-65.58
3002	2.5	-32.88	0.14	32.68	-33.95	-0.14	32.50
3002	5	-32.88	-78.11	-64.77	-33.95	-78.39	-65.58
3003	0	-33.55	80.40	-66.35	-34.64	80.20	-66.83
3003	2.5	-33.55	2.15	36.46	-34.64	1.95	36.23
3003	5	-33.55	-76.09	-56.07	-34.64	-76.29	-56.62

- Analisi modale con spettro di risposta: nella quale l'azione sismica è riferita sia all'NTC2018 sia all'EC8, seguendo le considerazioni esposte ai §§ 4.1.1.5 e 4.1.2.5.
 - Analisi modale NTC2018: consiste nella risoluzione di un sistema a 3 gradi di libertà (relativo agli spostamenti in direzione X dei diversi piani), attraverso la tecnica del disaccoppiamento modale.

La Figura 4.7-a rappresenta lo spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente orizzontale per la classe CD"B" e i primi 3 modi di vibrare della struttura, riportati in Tabella 4.20-a.



Figura 4.7-a: Spettro di progetto in accelerazione della componente orizzontale per la classe CD"B" e primi 3 modi di vibrare della struttura.

Tabella 4.20-a: Valori relativi ai primi 3 modi di vibrare della struttura in classeCD"B".

Modo	Periodo [s]	$\mathbf{Sa/g}$ [-]
1	0.31	0.18
2	0.09	0.23
3	0.05	0.26

Successivamente, l'utilizzo del software di calcolo strutturale, ha permesso il calcolo delle sollecitazioni interne generate dalla sola azione sismica attraverso la combinazione statistica CQC, di cui al § 7.3.3.1 della Normativa Italiana.

La Tabella 4.21-a racchiude le caratteristiche di sollecitazione N_1 , V_2 e M_3 relative alle sezioni iniziale, intermedia e finale per ogni elemento, con denominazione come in Figura 3.1.

Tabella 4.21-a: Sforzi N_1 , V_2 e M_3 generati dall'azione sismica NTC2018 per la classe CD"B".

Elemento	Posizione [m]	N_1 [kN]	V_2 [kN]	M ₃ [kN-m]
101	0	96.28	72.74	177.03
101	1.5	96.28	72.74	68.57
101	3	96.28	72.74	43.26
102	0	6.34	92.02	195.83
102	1.5	6.34	92.02	58.26

102	3	6.34	92.02	80.90
103	0	6.34	92.02	195.83
103	1.5	6.34	92.02	58.26
103	3	6.34	92.02	80.90
104	0	96.28	72.74	177.03
104	1.5	96.28	72.74	68.57
104	3	96.28	72.74	43.26
201	0	56.02	51.22	68.42
201	1.5	56.02	51.22	14.34
201	3	56.02	51.22	86.81
202	0	3.52	81.83	116.97
202	1.5	3.52	81.83	10.99
202	3	3.52	81.83	129.20
203	0	3.52	81.83	116.97
203	1.5	3.52	81.83	10.99
203	3	3.52	81.83	129.20
204	0	56.02	51.22	68.42
204	1.5	56.02	51.22	14.34
204	3	56.02	51.22	86.81
301	0	20.45	21.37	20.16
301	1.5	20.45	21.37	23.80
301	3	20.45	21.37	52.74
302	0	1.95	47.14	49.26
302	1.5	1.95	47.14	24.72
302	3	1.95	47.14	93.78
303	0	1.95	47.14	49.26
303	1.5	1.95	47.14	24.72
303	3	1.95	47.14	93.78
304	0	20.45	21.37	20.16
304	1.5	20.45	21.37	23.80
304	3	20.45	21.37	52.74
1001	0	11.40	40.70	104.61
1001	2.5	11.40	40.70	2.86
1001	5	11.40	40.70	98.88
1002	0	0.00	37.80	94.50
1002	2.5	0.00	37.80	0.00
1002	5	0.00	37.80	94.50
1003	0	11.40	40.70	98.88
1003	2.5	11.40	40.70	2.86
1003	5	11.40	40.70	104.61
2001	0	8.36	35.41	90.46
2001	2.5	8.36	35.41	1.94
2001	5	8.36	35.41	86.59

2002	0	0.00	33.86	84.64
2002	2.5	0.00	33.86	0.00
2002	5	0.00	33.86	84.64
2003	0	8.36	35.41	86.59
2003	2.5	8.36	35.41	1.94
2003	5	8.36	35.41	90.46
3001	0	3.73	20.17	52.74
3001	2.5	3.73	20.17	2.32
3001	5	3.73	20.17	48.11
3002	0	0.00	18.27	45.67
3002	2.5	0.00	18.27	0.00
3002	5	0.00	18.27	45.67
3003	0	3.73	20.17	48.11
3003	2.5	3.73	20.17	2.32
3003	5	3.73	20.17	52.74

La Figura 4.7-b rappresenta lo spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente orizzontale per la classe CD"A" e i primi 3 modi di vibrare della struttura, riportati in Tabella 4.20-b.



Figura 4.7-b: Spettro di progetto in accelerazione della componente orizzontale per la classe CD"A" e primi 3 modi di vibrare della struttura.

Modo	Periodo [s]	Sa/g [-]
1	0.31	0.12
2	0.09	0.20
3	0.05	0.25

Tabella 4.20-b: Valori relativi ai primi 3 modi di vibrare della struttura in classe CD"А".

La Tabella 4.21-b racchiude le caratteristiche di sollecitazione N_1 , V_2 e M_3 relative alle sezioni iniziale, intermedia e finale per ogni elemento, con denominazione come in Figura 3.1.

Tabella 4.21-b: Sforzi N_1 , V_2 e M_3 generati dall'azione sismica NTC2018 per la
classe CD"A".

Elemento	Posizione [m]	N_1 [kN]	V_2 [kN]	M ₃ [kN-m]
101	0	64.31	49.24	118.91
101	1.5	64.31	49.24	45.76
101	3	64.31	49.24	30.93
102	0	4.24	62.07	131.48
102	1.5	4.24	62.07	38.87
102	3	4.24	62.07	55.45
103	0	4.24	62.07	131.48
103	1.5	4.24	62.07	38.87
103	3	4.24	62.07	55.45
104	0	64.31	49.24	118.91
104	1.5	64.31	49.24	45.76
104	3	64.31	49.24	30.93
201	0	37.69	34.38	46.49
201	1.5	37.69	34.38	10.99
201	3	37.69	34.38	58.29
202	0	2.40	54.74	78.51
202	1.5	2.40	54.74	8.65
202	3	2.40	54.74	86.43
203	0	2.40	54.74	78.51
203	1.5	2.40	54.74	8.65
203	3	2.40	54.74	86.43
204	0	37.69	34.38	46.49
204	1.5	37.69	34.38	10.99
204	3	37.69	34.38	58.29
301	0	13.93	15.41	17.14
301	1.5	13.93	15.41	16.00
301	3	13.93	15.41	35.87

302	0	1.35	32.64	35.74
302	1.5	1.35	32.64	16.53
302	3	1.35	32.64	63.74
303	0	1.35	32.64	35.74
303	1.5	1.35	32.64	16.53
303	3	1.35	32.64	63.74
304	0	13.93	15.41	17.14
304	1.5	13.93	15.41	16.00
304	3	13.93	15.41	35.87
1001	0	8.22	27.16	69.81
1001	2.5	8.22	27.16	1.91
1001	5	8.22	27.16	65.98
1002	0	0.00	25.22	63.05
1002	2.5	0.00	25.22	0.00
1002	5	0.00	25.22	63.05
1003	0	8.22	27.16	65.98
1003	2.5	8.22	27.16	1.91
1003	5	8.22	27.16	69.81
2001	0	5.81	23.70	60.55
2001	2.5	5.81	23.70	1.30
2001	5	5.81	23.70	57.95
2002	0	0.00	22.66	56.65
2002	2.5	0.00	22.66	0.00
2002	5	0.00	22.66	56.65
2003	0	5.81	23.70	57.95
2003	2.5	5.81	23.70	1.30
2003	5	5.81	23.70	60.55
3001	0	2.62	13.72	35.87
3001	2.5	2.62	13.72	1.58
3001	5	2.62	13.72	32.71
3002	0	0.00	12.41	31.02
3002	2.5	0.00	12.41	0.00
3002	5	0.00	12.41	31.02
3003	0	2.62	13.72	32.71
3003	2.5	2.62	13.72	1.58
3003	5	2.62	13.72	35.87

 $\circ~$ Analisi modale EC8: valgono le stesse considerazioni esposte per l'analisi modale NTC2018.

La Figura 4.8-a rappresenta lo spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente orizzontale per la classe DCM e i primi 3 modi di vibrare della struttura, riportati in Tabella 4.22-a.



Figura 4.8-a: Spettro di progetto in accelerazione della componente orizzontale per la classe DCM e primi 3 modi di vibrare della struttura.

Tabella 4.22-a: Valori relativi ai primi 3 modi di vibrare della struttura in classeDCM.

Modo	Periodo [s]	$\mathbf{Sa/g}$ [-]
1	0.31	0.20
2	0.09	0.20
3	0.05	0.21

Successivamente si ricavano le sollecitazioni interne generate dall'azione sismica, attraverso la combinazione statistica.

La Tabella 4.23-a racchiude le caratteristiche di sollecitazione N_1 , V_2 e M_3 relative alle sezioni iniziale, intermedia e finale per ogni elemento, con denominazione come in Figura 3.1.

Tabella 4.23-a: Sforzi N_1 , $V_2 \in M_3$ generati dall'azione sismica EC8 per la classe DCM.

Elemento	Posizione [m]	N_1 [kN]	V_2 [kN]	M ₃ [kN-m]
101	0	105.81	79.30	193.92
101	1.5	105.81	79.30	75.40
101	3	105.81	79.30	45.47
102	0	6.97	100.54	214.57
102	1.5	6.97	100.54	64.07
102	3	6.97	100.54	87.52
103	0	6.97	100.54	214.57

103	1.5	6.97	100.54	64.07
103	3	6.97	100.54	87.52
104	0	105.81	79.30	193.92
104	1.5	105.81	79.30	75.40
104	3	105.81	79.30	45.47
201	0	61.30	56.16	74.45
201	1.5	61.30	56.16	14.19
201	3	61.30	56.16	95.14
202	0	3.83	89.87	128.22
202	1.5	3.83	89.87	10.58
202	3	3.83	89.87	141.89
203	0	3.83	89.87	128.22
203	1.5	3.83	89.87	10.58
203	3	3.83	89.87	141.89
204	0	61.30	56.16	74.45
204	1.5	61.30	56.16	14.19
204	3	61.30	56.16	95.14
301	0	22.20	22.32	17.72
301	1.5	22.20	22.32	26.06
301	3	22.20	22.32	57.33
302	0	2.10	50.66	51.21
302	1.5	2.10	50.66	27.16
302	3	2.10	50.66	101.99
303	0	2.10	50.66	51.21
303	1.5	2.10	50.66	27.16
303	3	2.10	50.66	101.99
304	0	22.20	22.32	17.72
304	1.5	22.20	22.32	26.06
304	3	22.20	22.32	57.33
1001	0	11.94	44.75	115.04
1001	2.5	11.94	44.75	3.15
1001	5	11.94	44.75	108.74
1002	0	0.00	41.57	103.93
1002	2.5	0.00	41.57	0.00
1002	5	0.00	41.57	103.93
1003	0	11.94	44.75	108.74
1003	2.5	11.94	44.75	3.15
1003	5	11.94	44.75	115.04
2001	0	8.98	38.87	99.31
2001	2.5	8.98	38.87	2.13
2001	5	8.98	38.87	95.06
2002	0	0.00	37.17	92.92
2002	2.5	0.00	37.17	0.00

2002	5	0.00	37.17	92.92
2003	0	8.98	38.87	95.06
2003	2.5	8.98	38.87	2.13
2003	5	8.98	38.87	99.31
3001	0	3.97	21.93	57.33
3001	2.5	3.97	21.93	2.51
3001	5	3.97	21.93	52.30
3002	0	0.00	19.87	49.69
3002	2.5	0.00	19.87	0.00
3002	5	0.00	19.87	49.69
3003	0	3.97	21.93	52.30
3003	2.5	3.97	21.93	2.51
3003	5	3.97	21.93	57.33

La Figura 4.8-b rappresenta lo spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente orizzontale per la classe DCH e i primi 3 modi di vibrare della struttura, riportati in Tabella 4.22-b.



Figura 4.8-b: Spettro di progetto in accelerazione della componente orizzontale per la classe DCH e primi 3 modi di vibrare della struttura.

Tabella 4.22-b: Valori relativi ai primi 3 modi di vibrare della struttura in classeDCH.

Modo	Periodo [s]	$\mathbf{Sa/g}$ [-]
1	0.31	0.13
2	0.09	0.16
3	0.05	0.19

Successivamente si ricavano le sollecitazioni interne generate dall'azione sismica, attraverso la combinazione statistica.

La Tabella 4.23-b racchiude le caratteristiche di sollecitazione N_1 , V_2 e M_3 relative alle sezioni iniziale, intermedia e finale per ogni elemento, con denominazione come in Figura 3.1.

Elemento	Posizione [m]	N_1 [kN]	V ₂ [kN]	M ₃ [kN-m]
101	0	70.60	53.25	129.73
101	1.5	70.60	53.25	50.29
101	3	70.60	53.25	31.42
102	0	4.65	67.40	143.51
102	1.5	4.65	67.40	42.73
102	3	4.65	67.40	59.12
103	0	4.65	67.40	143.51
103	1.5	4.65	67.40	42.73
103	3	4.65	67.40	59.12
104	0	70.60	53.25	129.73
104	1.5	70.60	53.25	50.29
104	3	70.60	53.25	31.42
201	0	41.04	37.55	50.07
201	1.5	41.04	37.55	10.28
201	3	41.04	37.55	63.63
202	0	2.58	60.00	85.74
202	1.5	2.58	60.00	7.84
202	3	2.58	60.00	94.73
203	0	2.58	60.00	85.74
203	1.5	2.58	60.00	7.84
203	3	2.58	60.00	94.73
204	0	41.04	37.55	50.07
204	1.5	41.04	37.55	10.28
204	3	41.04	37.55	63.63
301	0	14.96	15.50	14.19
301	1.5	14.96	15.50	17.44
301	3	14.96	15.50	38.58
302	0	1.43	34.40	35.70
302	1.5	1.43	34.40	18.13
302	3	1.43	34.40	68.61
303	0	1.43	34.40	35.70
303	1.5	1.43	34.40	18.13

Tabella 4.23-b: Sforzi N_1 , V_2 e M_3 generati dall'azione sismica EC8 per la classe DCH.

303	3	1.43	34.40	68.61
304	0	14.96	15.50	14.19
304	1.5	14.96	15.50	17.44
304	3	14.96	15.50	38.58
1001	0	8.28	29.85	76.72
1001	2.5	8.28	29.85	2.10
1001	5	8.28	29.85	72.52
1002	0	0.00	27.73	69.31
1002	2.5	0.00	27.73	0.00
1002	5	0.00	27.73	69.31
1003	0	8.28	29.85	72.52
1003	2.5	8.28	29.85	2.10
1003	5	8.28	29.85	76.72
2001	0	6.10	25.96	66.32
2001	2.5	6.10	25.96	1.42
2001	5	6.10	25.96	63.48
2002	0	0.00	24.82	62.06
2002	2.5	0.00	24.82	0.00
2002	5	0.00	24.82	62.06
2003	0	6.10	25.96	63.48
2003	2.5	6.10	25.96	1.42
2003	5	6.10	25.96	66.32
3001	0	2.72	14.76	38.58
3001	2.5	2.72	14.76	1.69
3001	5	2.72	14.76	35.19
3002	0	0.00	13.37	33.42
3002	2.5	0.00	13.37	0.00
3002	5	0.00	13.37	33.42
3003	0	2.72	14.76	35.19
3003	2.5	2.72	14.76	1.69
3003	5	2.72	14.76	38.58

Si può osservare che i valori ottenuti utilizzando entrambe le Normative sono molto simili.

Infine unendo entrambe le analisi attraverso la combinazione sismica, è possibile ottenere gli inviluppi di sforzo normale, sforzo tagliante e momento flettente all'interno dei diversi elementi.

I risultati delle tabelle seguenti si riferiscono alle sezioni iniziale, di massimo momento flettente e finale per ogni trave e, iniziale e finale per ogni pilastro.

Inoltre la denominazione di ogni elemento del modello è riportata in Figura 3.1.

Le Tabelle 4.24-a e 4.24-b contengono i valori massimi e minimi degli inviluppi di N_1 , V_2 e M_3 , relativi alla Normativa Italiana e alla classe di duttilità CD"B" e CD"A".

Elemento	Posizione [m]	N _{1_MAX} [kN]	V _{2_MAX} [kN]	M _{3_MAX} [kN-m]	N _{1_MIN} [kN]	$egin{array}{c} V_{2_MIN} \ [kN] \end{array}$	M _{3_MIN} [kN-m]
101	0	-265.77	92.88	158.45	-475.27	-53.95	-196.88
101	3	-243.28	92.88	83.84	-452.78	-53.95	-5.48
102	0	-664.47	93.20	196.91	-711.26	-93.39	-197.32
102	3	-641.97	93.20	82.95	-688.76	-93.39	-83.93
103	0	-664.47	93.39	197.32	-711.26	-93.20	-196.91
103	3	-641.97	93.39	83.93	-688.76	-93.20	-82.95
104	0	-265.77	53.95	196.88	-475.27	-92.88	-158.45
104	3	-243.28	53.95	5.48	-452.78	-92.88	-83.84
201	0	-174.90	83.98	21.51	-295.38	-21.11	-119.23
201	3	-152.41	83.98	134.28	-272.88	-21.11	-43.40
202	0	-422.00	84.09	121.74	-445.84	-84.52	-119.48
202	3	-399.51	84.09	133.46	-423.35	-84.52	-132.49
203	0	-422.00	84.52	119.48	-445.84	-84.09	-121.74
203	3	-399.51	84.52	132.49	-423.35	-84.09	-133.46
204	0	-174.90	21.11	119.23	-295.38	-83.98	-21.51
204	3	-152.41	21.11	43.40	-272.88	-83.98	-134.28
301	0	-78.14	56.01	-24.43	-119.23	12.18	-67.47
301	3	-55.64	56.01	109.36	-96.74	12.18	3.33
302	0	-178.85	47.43	52.20	-183.23	-48.79	-51.00
302	3	-156.35	47.43	92.94	-160.74	-48.79	-95.81
303	0	-178.85	48.79	51.00	-183.23	-47.43	-52.20
303	3	-156.35	48.79	95.81	-160.74	-47.43	-92.94
304	0	-78.14	-12.18	67.47	-119.23	-56.01	24.43
304	3	-55.64	-12.18	-3.33	-96.74	-56.01	-109.36
1001	0	24.03	157.85	19.91	-0.10	67.92	-196.00
1001	1.5	24.03	86.45	74.34	-0.10	1.58	-15.10
1001	5	24.03	-71.65	5.07	-0.10	-161.68	-200.06
1002	0	12.43	156.92	2.29	11.31	72.65	-193.98
1002	1.5	12.44	85.52	63.76	11.31	6.30	-14.35
1002	5	12.43	-72.65	2.29	11.31	-156.92	-193.98
1003	0	24.03	161.68	5.07	-0.10	71.65	-200.06
1003	3.5	24.03	-1.58	74.34	-0.10	-86.45	-15.10
1003	5	24.03	-67.92	19.91	-0.10	-157.85	-196.00
2001	0	11.93	153.62	2.36	-6.58	74.28	-185.18
2001	1.5	11.93	82.23	66.40	-6.58	7.94	-10.68

Tabella 4.24-a: Inviluppi di N_1 , V_2 e M_3 della combinazione sismica SLV riferita
all'NTC2018 e alla classe di duttilità CD"B".

2001	5	11.93	-75.89	-5.31	-6.58	-155.32	-185.77
2002	0	2.81	152.97	-7.14	1.55	76.59	-183.65
2002	2	2.81	57.78	61.23	1.56	-11.86	23.61
2002	5	2.81	-76.59	-7.14	1.55	-152.97	-183.65
2003	0	11.93	155.32	-5.31	-6.58	75.89	-185.77
2003	3.5	11.93	-7.94	66.40	-6.58	-82.23	-10.68
2003	5	11.93	-74.28	2.36	-6.58	-153.62	-185.18
3001	0	-29.82	96.46	-3.33	-38.37	55.92	-109.36
3001	2	-29.82	33.87	45.94	-38.37	-6.67	20.96
3001	5	-29.82	-60.03	-18.24	-38.37	-100.57	-114.94
3002	0	-32.88	96.66	-19.10	-33.95	59.84	-111.25
3002	2	-32.88	34.06	37.98	-33.95	-2.76	19.45
3002	5	-32.88	-59.84	-19.10	-33.95	-96.66	-111.25
3003	0	-29.82	100.57	-18.24	-38.37	60.03	-114.94
3003	3	-29.82	6.67	45.94	-38.37	-33.87	20.96
3003	5	-29.82	-55.92	-3.33	-38.37	-96.46	-109.36

 $\labella \ \textbf{4.24-b}: \ Inviluppi \ di \ N_1, \ V_2 \ e \ M_3 \ della \ combinazione \ sismica \ SLV \ riferita \\ all'NTC2018 \ e \ alla \ classe \ di \ duttilità \ CD"A".$

Elemento	Posizione [m]	N1_MAX [kN]	V2_MAX [kN]	M _{3_MAX} [kN-m]	N1_MIN [kN]	$egin{array}{c} V_{2_MIN} \ [kN] \end{array}$	M _{3_MIN} [kN-m]
101	0	-297.74	69.38	100.33	-443.31	-30.45	-138.76
101	3	-275.24	69.38	71.51	-420.81	-30.45	6.85
102	0	-666.57	63.25	132.55	-709.16	-63.44	-132.96
102	3	-644.07	63.25	57.50	-686.67	-63.44	-58.48
103	0	-666.57	63.44	132.96	-709.16	-63.25	-132.55
103	3	-644.07	63.44	58.48	-686.67	-63.25	-57.50
104	0	-297.74	30.45	138.76	-443.31	-69.38	-100.33
104	3	-275.24	30.45	-6.85	-420.81	-69.38	-71.51
201	0	-193.23	67.14	-0.42	-277.05	-4.27	-97.30
201	3	-170.74	67.14	105.75	-254.55	-4.27	-14.88
202	0	-423.13	57.00	83.27	-444.72	-57.43	-81.02
202	3	-400.63	57.00	90.69	-422.22	-57.43	-89.73
203	0	-423.13	57.43	81.02	-444.72	-57.00	-83.27
203	3	-400.63	57.43	89.73	-422.22	-57.00	-90.69
204	0	-193.23	4.27	97.30	-277.05	-67.14	0.42
204	3	-170.74	4.27	14.88	-254.55	-67.14	-105.76
301	0	-84.65	50.05	-27.46	-112.72	18.14	-64.44
301	3	-62.16	50.05	92.49	-90.23	18.14	20.20
302	0	-179.45	32.93	38.68	-182.63	-34.29	-37.48
302	3	-156.95	32.93	62.90	-160.14	-34.29	-65.76
303	0	-179.45	34.29	37.48	-182.63	-32.93	-38.68

202	0	156.05	24.90	65.76	160 14	22.02	62.00
303	3	-150.95	34.29	05.70	-100.14	-32.93	-02.90
304	0	-84.65	-18.14	64.44	-112.72	-50.05	27.46
304	3	-62.16	-18.14	-20.20	-90.23	-50.05	-92.49
1001	0	20.85	144.31	-14.89	3.08	81.47	-161.20
1001	2	20.85	49.11	63.20	3.08	-6.99	28.59
1001	5	20.85	-85.19	-27.83	3.08	-148.14	-167.16
1002	0	12.44	144.34	-29.16	11.31	85.23	-162.53
1002	2	12.44	49.14	56.42	11.31	-3.23	27.49
1002	5	12.44	-85.23	-29.16	11.31	-144.34	-162.53
1003	0	20.85	148.14	-27.83	3.08	85.19	-167.16
1003	3	20.85	6.99	63.20	3.08	-49.11	28.59
1003	5	20.85	-81.47	-14.89	3.08	-144.31	-161.20
2001	0	9.38	141.91	-27.56	-4.03	86.00	-155.26
2001	2	9.38	46.71	59.66	-4.03	-2.46	29.68
2001	5	9.38	-87.60	-33.95	-4.03	-143.61	-157.13
2002	0	2.81	141.77	-35.14	1.56	87.79	-155.65
2002	2	2.81	46.58	55.63	1.56	-0.67	29.21
2002	5	2.81	-87.79	-35.14	1.56	-141.77	-155.65
2003	0	9.38	143.61	-33.95	-4.03	87.60	-157.13
2003	3	9.38	2.46	59.66	-4.03	-46.71	29.68
2003	5	9.38	-86.00	-27.56	-4.03	-141.91	-155.26
3001	0	-30.93	90.01	-20.20	-37.27	62.38	-92.49
3001	2	-30.93	27.41	41.98	-37.27	-0.22	24.92
3001	5	-30.93	-66.48	-33.63	-37.27	-94.12	-99.55
3002	0	-32.88	90.80	-33.75	-33.95	65.70	-96.61
3002	2	-32.88	28.20	35.05	-33.95	3.10	22.38
3002	5	-32.88	-65.70	-33.75	-33.95	-90.80	-96.61
3003	0	-30.93	94.12	-33.63	-37.27	66.48	-99.55
3003	3	-30.93	0.22	41.98	-37.27	-27.41	24.92
3003	5	-30.93	-62.38	-20.20	-37.27	-90.01	-92.49

Le Tabelle 4.25-a e 4.25-b contengono i valori massimi e minimi degli inviluppi di N_1 , V_2 e M_3 , relativi alla Normativa Europea e alla classe di duttilità DCM e DCH.

Tabella 4.25-a: Inviluppi di N_1 , V_2 e M_3 della combinazione sismica SLV riferita all'EC8 e
alla classe di duttilità DCM.

Elemento	Posizione [m]	N1_MAX [kN]	$\begin{bmatrix} V_{2} \\ [kN] \end{bmatrix}$	M _{3_MAX} [kN-m]	N _{1_MIN} [kN]	$egin{array}{c} V_{2_MIN} \ [kN] \end{array}$	M _{3_MIN} [kN-m]
101	0	-256.23	99.44	175.33	-484.81	-60.51	-213.76
101	3	-233.74	99.44	86.05	-462.32	-60.51	-7.69
102	0	-663.85	101.72	215.64	-711.88	-101.91	-216.06

-		1		1	1		
102	3	-641.35	101.72	89.57	-689.39	-101.91	-90.55
103	0	-663.85	101.91	216.06	-711.88	-101.72	-215.64
103	3	-641.35	101.91	90.55	-689.39	-101.72	-89.57
104	0	-256.23	60.51	213.76	-484.81	-99.44	-175.33
104	3	-233.74	60.51	7.69	-462.32	-99.44	-86.05
201	0	-169.62	88.92	27.54	-300.66	-26.05	-125.27
201	3	-147.13	88.92	142.60	-278.16	-26.05	-51.72
202	0	-421.69	92.13	132.98	-446.15	-92.56	-130.72
202	3	-399.20	92.13	146.15	-423.65	-92.56	-145.18
203	0	-421.69	92.56	130.72	-446.15	-92.13	-132.98
203	3	-399.20	92.56	145.18	-423.65	-92.13	-146.15
204	0	-169.62	26.05	125.27	-300.66	-88.92	-27.54
204	3	-147.13	26.05	51.72	-278.16	-88.92	-142.60
301	0	-76.38	56.96	-26.87	-120.99	11.23	-65.03
301	3	-53.89	56.96	113.95	-98.50	11.23	-1.26
302	0	-178.70	50.96	54.15	-183.38	-52.32	-52.95
302	3	-156.21	50.96	101.15	-160.88	-52.32	-104.02
303	0	-178.70	52.32	52.95	-183.38	-50.96	-54.15
303	3	-156.21	52.32	104.02	-160.88	-50.96	-101.15
304	0	-76.38	-11.23	65.03	-120.99	-56.96	26.87
304	3	-53.89	-11.23	1.26	-98.50	-56.96	-113.95
1001	0	24.56	161.90	30.34	-0.64	63.87	-206.43
1001	1.5	24.56	90.51	78.69	-0.64	-2.48	-19.45
1001	5	24.56	-67.59	14.92	-0.64	-165.74	-209.91
1002	0	12.43	160.69	11.72	11.31	68.88	-203.41
1002	1.5	12.44	89.29	67.54	11.31	2.53	-18.12
1002	5	12.43	-68.88	11.72	11.31	-160.69	-203.41
1003	0	24.56	165.74	14.92	-0.64	67.59	-209.91
1003	3.5	24.56	2.48	78.69	-0.64	-90.51	-19.45
1003	5	24.56	-63.87	30.34	-0.64	-161.90	-206.43
2001	0	12.55	157.08	11.20	-7.20	70.82	-194.02
2001	1.5	12.55	85.69	70.05	-7.20	4.48	-14.33
2001	5	12.55	-72.43	3.15	-7.20	-158.78	-194.23
2002	0	2.81	156.28	1.13	1.55	73.28	-191.92
2002	1.5	2.81	84.89	63.62	1.56	6.94	-13.28
2002	5	2.81	-73.28	1.13	1.55	-156.28	-191.92
2003	0	12.55	158.78	3.15	-7.20	72.43	-194.23
2003	3.5	12.55	-4.48	70.05	-7.20	-85.69	-14.33
2003	5	12.55	-70.82	11.20	-7.20	-157.08	-194.02
3001	0	-29.58	98.22	1.26	-38.62	54.17	-113.95
3001	1.5	-29.58	51.27	47.30	-38.62	7.22	-1.83
3001	5	-29.58	-58.27	-14.04	-38.62	-102.33	-119.14
3002	0	-32.88	98.26	-15.09	-33.95	58.23	-115.27

3002	2	-32.88	35.66	38.78	-33.95	-4.37	18.65
3002	5	-32.88	-58.23	-15.09	-33.95	-98.26	-115.27
3003	0	-29.58	102.33	-14.04	-38.62	58.27	-119.14
3003	3.5	-29.58	-7.22	47.30	-38.62	-51.27	-1.83
3003	5	-29.58	-54.17	1.26	-38.62	-98.22	-113.95

Elemento	Posizione [m]	N _{1_MAX} [kN]	V _{2_MAX} [kN]	M _{3_MAX} [kN-m]	N _{1_MIN} [kN]	V _{2_MIN} [kN]	M _{3_MIN} [kN-m]
101	0	-291.44	73.39	111.15	-449.60	-34.46	-149.57
101	3	-268.95	73.39	72.00	-427.11	-34.46	6.36
102	0	-666.16	68.57	144.59	-709.57	-68.76	-145.00
102	3	-643.67	68.57	61.17	-687.07	-68.76	-62.15
103	0	-666.16	68.76	145.00	-709.57	-68.57	-144.59
103	3	-643.67	68.76	62.15	-687.07	-68.57	-61.17
104	0	-291.44	34.46	149.57	-449.60	-73.39	-111.15
104	3	-268.95	34.46	-6.36	-427.11	-73.39	-72.00
201	0	-189.88	70.31	3.16	-280.40	-7.44	-100.88
201	3	-167.39	70.31	111.09	-257.90	-7.44	-20.21
202	0	-422.95	62.26	90.50	-444.90	-62.69	-88.24
202	3	-400.45	62.26	98.99	-422.40	-62.69	-98.03
203	0	-422.95	62.69	88.24	-444.90	-62.26	-90.50
203	3	-400.45	62.69	98.03	-422.40	-62.26	-98.99
204	0	-189.88	7.44	100.88	-280.40	-70.31	-3.16
204	3	-167.39	7.44	20.21	-257.90	-70.31	-111.09
301	0	-83.63	50.15	-30.41	-113.74	18.05	-61.49
301	3	-61.14	50.15	95.20	-91.25	18.05	17.49
302	0	-179.38	34.69	38.64	-182.70	-36.05	-37.44
302	3	-156.88	34.69	67.77	-160.21	-36.05	-70.64
303	0	-179.38	36.05	37.44	-182.70	-34.69	-38.64
303	3	-156.88	36.05	70.64	-160.21	-34.69	-67.77
304	0	-83.63	-18.05	61.49	-113.74	-50.15	30.41
304	3	-61.14	-18.05	-17.49	-91.25	-50.15	-95.20
1001	0	20.91	147.00	-7.97	3.02	78.77	-168.12
1001	2	20.91	51.80	64.73	3.02	-9.68	27.06
1001	5	20.91	-82.50	-21.29	3.02	-150.84	-173.70
1002	0	12.44	146.84	-22.90	11.31	82.72	-168.79
1002	2	12.44	51.65	57.67	11.31	-5.74	26.24
1002	5	12.44	-82.72	-22.90	11.31	-146.84	-168.79
1003	0	20.91	150.84	-21.29	3.02	82.50	-173.70
1003	3	20.91	9.68	64.73	3.02	-51.80	27.06

1003	5	20.91	-78.77	-7.97	3.02	-147.00	-168.12
2001	0	9.68	144.17	-21.78	-4.33	83.73	-161.04
2001	2	9.68	48.98	60.91	-4.33	-4.72	28.43
2001	5	9.68	-85.34	-28.42	-4.33	-145.87	-162.66
2002	0	2.81	143.94	-29.73	1.56	85.63	-161.06
2002	2	2.81	48.74	56.71	1.56	-2.83	28.12
2002	5	2.81	-85.63	-29.73	1.56	-143.94	-161.06
2003	0	9.68	145.87	-28.42	-4.33	85.34	-162.66
2003	3	9.68	4.72	60.91	-4.33	-48.98	28.43
2003	5	9.68	-83.73	-21.78	-4.33	-144.17	-161.04
3001	0	-30.84	91.05	-17.49	-37.36	61.34	-95.20
3001	2	-30.84	28.45	42.61	-37.36	-1.26	24.29
3001	5	-30.84	-65.45	-31.15	-37.36	-95.15	-102.03
3002	0	-32.88	91.75	-31.36	-33.95	64.74	-99.00
3002	2	-32.88	29.16	35.53	-33.95	2.14	21.90
3002	5	-32.88	-64.74	-31.36	-33.95	-91.75	-99.00
3003	0	-30.84	95.15	-31.15	-37.36	65.45	-102.03
3003	3	-30.84	1.26	42.61	-37.36	-28.45	24.29
3003	5	-30.84	-61.34	-17.49	-37.36	-91.05	-95.20

4.3.2 Stato Limite di Esercizio (SLE)

Lo stato limite SLE è riferito al solo Stato Limite di Danno (SLD) e permette di calcolare gli spostamenti di interpiano della struttura.

4.3.2.1 Spostamenti di interpiano (SLD)

La procedura prevede il calcolo delle massime traslazioni in direzione X relative ai diversi piani, corrispondenti agli spostamenti dei nodi 2, 3 e 4 di Figura 3.1.

Di seguito si riportano i valori riferiti sia alla Norma Tecnica delle Costruzioni sia all'Eurocodice 8, ottenuti attraverso la combinazione statistica CQC.

Infine è possibile calcolare gli spostamenti di interpiano, differenziando il caso di membrature non fessurate rispetto a quelle fessurate, nelle quali si considera una riduzione di rigidezza del 50% nelle travi e del 30% nei pilastri.

• Spostamenti di interpiano NTC2018: la Tabella 4.26 riporta lo spostamento orizzontale U₁ in millimetri [mm], relativo ai nodi 2, 3 e 4 del modello e nel caso di membrature non fessurate.

Nodo	U1 [mm]
2	2.7
3	6.7
4	9.3

Tabella 4.26: Spostamento orizzontale U_1 , relativo ai nodi 2, 3 e 4 del modello e nel caso di
membrature non fessurate.

Di conseguenza, la differenza degli spostamenti tra due piani successivi, permette di ricavare i relativi spostamenti di interpiano dr.

La Tabella 4.27 contiene gli spostamenti tra il primo e secondo piano e tra il secondo e l'ultimo piano in millimetri [mm].

Tabella 4.27: Spostamenti di interpiano nel caso di membrature non fessurate.

Piano	dr [mm]
1-2	3.9
2-3	2.6

La Tabella 4.28 riporta lo spostamento orizzontale U_1 in millimetri [mm], relativo ai nodi 2, 3 e 4 del modello e nel caso di membrature fessurate.

Tabella 4.28: Spostamento orizzontale U1, relativo ai nodi 2, 3 e 4 del modello e nel caso di
membrature fessurate.

Nodo	U1 [mm]
2	4.3
3	10.9
4	15.7

La Tabella 4.29 contiene i relativi spostamenti tra il primo e secondo piano e tra il secondo e l'ultimo piano in millimetri [mm].

Tabella 4.29: Spostamenti di interpiano nel caso di membrature fessurate.

Piano	dr [mm]
1-2	6.6
2-3	4.8

• Spostamenti di interpiano EC8: la Tabella 4.30 riporta lo spostamento orizzontale U₁ in millimetri [mm], relativo ai nodi 2, 3 e 4 del modello e nel caso di membrature non fessurate.

Tabella 4.30: Spostamento orizzontale U1, relativo ai nodi 2, 3 e 4 del modello e nel caso dimembrature non fessurate.

Nodo	U1 [mm]
2	2.9
3	7.2
4	10.0

La Tabella 4.31 contiene gli spostamenti tra il primo e secondo piano e tra il secondo e l'ultimo piano in millimetri [mm].

Tabella 4.31: Spostamenti di interpiano nel caso di membrature non fessurate.

Piano	dr [mm]
1-2	4.2
2-3	2.8

La Tabella 4.32 riporta lo spostamento orizzontale U_1 in millimetri [mm], relativo ai nodi 2, 3 e 4 del modello e nel caso di membrature fessurate.

Tabella 4.32: Spostamento orizzontale U_1 , relativo ai nodi 2, 3 e 4 del modello e nel caso di
membrature fessurate.

Nodo	U1 [mm]
2	4.7
3	11.9
4	17.1

La Tabella 4.33 contiene i relativi spostamenti tra il primo e secondo piano e tra il secondo e l'ultimo piano in millimetri [mm].

Tabella 4.33: Spostamenti di interpiano nel caso di membrature fessurate.

Piano	dr [mm]
1-2	7.2
2-3	5.2

4.4 Dimensionamento e verifica delle membrature NTC2018

La procedura consiste nell'utilizzo della combinazione fondamentale SLU e della combinazione sismica SLV, riferite alla Norma Tecnica delle Costruzioni, al fine di calcolare l'armatura principale all'interno dei diversi elementi che costituiscono il modello.

Tali membrature seguono la denominazione riportata in Figura 3.1 e le ipotesi riferite al predimensionamento e ai materiali, di cui ai §§ 3.1 e 4.2.1.

Inoltre le verifiche strutturali non comprendono i travetti dei solai, utilizzati solo nella definizione della massa totale del sistema.

4.4.1 Travi

Le sollecitazioni interne relative agli elementi trave, consistono nello sforzo normale in kilo-Newton [kN], sforzo tagliante in kilo-Newton [kN] e momento flettente in kilo-Newton metro [kN-m].

Si può però osservare che secondo la Normativa, le travi sono elementi prevalentemente inflessi nelle quali è possibile trascurare lo sforzo assiale.

Di conseguenza si eseguono verifiche a flessione semplice e a taglio, al fine di progettare rispettivamente le armature longitudinali e trasversali.

4.4.1.1 Combinazione fondamentale SLU

• Verifica a flessione semplice: prevede di ipotizzare delle armature longitudinali, le quali devono determinare un momento flettente resistente di progetto (MRd) maggiore di quello sollecitante (MSd).

A tal proposito si considera una sezione trasversale 40x50 cm, con un copriferro nominale pari a 40 mm, staffe verticali a due bracci da 8 mm, 2 ferri longitudinali da 22 mm (2 Φ 22) in intradosso pari ad un'area As,inf = 760 mm² e 3 ferri longitudinali da 24 mm (3 Φ 24) in estradosso pari ad un'area As,sup = 1357 mm².

Tale sezione è stata ipotizzata per tutti gli elementi trave.

Di conseguenza si possono ricavare una distanza utile d pari a 440 mm e gli assi neutro $x_{pos} = 61$ mm e $x_{neg} = 83$ mm, relativi rispettivamente ad un momento flettente positivo e negativo.

Si può notare che tali considerazioni soddisfano i requisiti di armatura minima (di cui al § 4.1.6 delle NTC2018), poiché l'area minima dell'armatura longitudinale in zona tesa As,min vale 260 mm².

Ciò permette il calcolo dei relativi momenti resistenti e il confronto con quelli sollecitanti, equivalenti al modulo dei corrispondenti valori nelle Tabelle 4.14 e 4.15. La Tabella 4.34 riporta la verifica a flessione nelle sezioni più sollecitate a momento flettente positivo.

ſ				
${f Elemento}$	Posizione [m]	MSd [kN-m]	MRd [KN-m]	${ m MRd}{ m >MSd}$
1001	2.5	85.48	122.32	VERIFICATO
1002	2.5	81.36	122.32	VERIFICATO
1003	2.5	85.48	122.32	VERIFICATO
2001	2.5	84.51	122.32	VERIFICATO
2002	2.5	82.25	122.32	VERIFICATO
2003	2.5	84.51	122.32	VERIFICATO
3001	2.5	57.90	122.32	VERIFICATO
3002	2.5	51.17	122.32	VERIFICATO
3003	2.5	57.90	122.32	VERIFICATO

Tabella 4.34: Verifica a flessione nelle sezioni più sollecitate a momento flettentepositivo.

La Tabella 4.35 riporta la verifica a flessione nelle sezioni più sollecitate a momento flettente negativo.

 Tabella 4.35: Verifica a flessione nelle sezioni più sollecitate a momento flettente negativo.

Elemento	Posizione [m]	[MSd] [kN-m]	MRd [KN-m]	${ m MRd}{ m >MSd}$
1001	5	163.08	211.86	VERIFICATO
1002	0	160.47	211.86	VERIFICATO
1003	0	163.08	211.86	VERIFICATO
2001	5	159.85	211.86	VERIFICATO
2002	0	159.64	211.86	VERIFICATO
2003	0	159.85	211.86	VERIFICATO
3001	5	106.91	211.86	VERIFICATO
3002	0	104.04	211.86	VERIFICATO
3003	0	106.91	211.86	VERIFICATO

Di conseguenza in tutte le travi la sezione 40x50 cm presenta 2 Φ 22 in intradosso e 3 Φ 24 in estradosso.

• Verifica a taglio: prevede di ipotizzare delle armature trasversali, le quali devono determinare uno sforzo tagliante resistente di progetto (VRd) maggiore di quello sollecitante (VSd).

A tal proposito, per la sezione di tutti gli elementi trave, valgono le stesse ipotesi della verifica a flessione semplice.

Successivamente riferendosi al § 4.1.2.3.5 delle NTC2018, si ipotizzano inizialmente elementi non armati a taglio.

Ne segue che lo sforzo tagliante di progetto relativo alla sola resistenza del calcestruzzo $V_{Rd,c}$ vale 94.68 kN.

Ciò permette il confronto con gli sforzi di taglio sollecitanti, equivalenti al modulo dei corrispondenti valori in Tabella 4.18.

La Tabella 4.36 riporta la verifica a taglio nelle sezioni più sollecitate, per elementi senza armatura trasversale.

$\mathbf{Elemento}$	Posizione [m]	VSd [kN]	VRd,c [KN]	VRd,c>VSd
1001	5	194.78	94.68	NON VERIFICATO
1002	0	192.09	94.68	NON VERIFICATO
1003	0	194.78	94.68	NON VERIFICATO
2001	5	193.06	94.68	NON VERIFICATO
2002	0	192.07	94.68	NON VERIFICATO
2003	0	193.06	94.68	NON VERIFICATO
3001	5	126.81	94.68	NON VERIFICATO
3002	0	122.86	94.68	NON VERIFICATO
3003	0	126.81	94.68	NON VERIFICATO

Tabella 4.36: Verifica a taglio nelle sezioni più sollecitate, per elementi senza armatura
trasversale.

Quindi è necessario inserire un quantitativo di armatura trasversale maggiore di quello minimo di Normativa.

Di conseguenza si considera una staffa verticale da 8 mm, corrispondente ad un'area pari a 101 mm² e con un passo di 150 mm ($\Phi 8/15$).

Si può notare che tali considerazioni soddisfano i requisiti minimi di armatura e passo delle staffe, di cui al § 4.1.6 delle NTC2018.

Ne segue che ipotizzando il termine $\cot a\Theta$ pari a 2.5, è possibile ricavare i valori di taglio resistente di progetto lato calcestruzzo (VRcd) e lato staffe (VRsd), equivalenti a 453.35 kN e 259.63 kN rispettivamente.

Infine è possibile confrontare gli sforzi sollecitanti con quello resistente, corrispondente allo sforzo tagliante di progetto lato staffe (VRsd).

La Tabella 4.37 riporta la verifica a taglio nelle sezioni più sollecitate, per elementi con armatura trasversale.

Elemento	Posizione [m]	VSd [kN]	VRd [KN]	$\mathbf{V}\mathbf{R}\mathbf{d}\mathbf{>}\mathbf{V}\mathbf{S}\mathbf{d}$
1001	5	194.78	259.63	VERIFICATO
1002	0	192.09	259.63	VERIFICATO
1003	0	194.78	259.63	VERIFICATO
2001	5	193.06	259.63	VERIFICATO
2002	0	192.07	259.63	VERIFICATO
2003	0	193.06	259.63	VERIFICATO
3001	5	126.81	259.63	VERIFICATO
3002	0	122.86	259.63	VERIFICATO
3003	0	126.81	259.63	VERIFICATO

Tabella 4.37: Verifica a taglio nelle sezioni più sollecitate, per elementi con armatura
trasversale.

Di conseguenza in tutte le travi la sezione 40x50 cm presenta staffe $\Phi 8/15$.

4.4.1.2 Combinazione sismica SLV

La verifica strutturale si riferisce sia alla classe di duttilità media (CD"B") sia alla classe di duttilità alta (CD"A") e deve soddisfare i requisiti di cui al § 7.4.4.1.1 delle NTC.

- Classe di duttilità media (CD"B"): la Normativa prevede di effettuare le verifiche a flessione e a taglio, facendo riferimento ai relativi fattori di sovraresistenza di cui al § 7.2.2.
 - Verifica a flessione semplice: prevede di ipotizzare delle armature longitudinali, le quali devono determinare un momento flettente resistente di progetto (MRd) maggiore di quello sollecitante (MSd).

A tal proposito si considera una sezione trasversale 40x50 cm, con un copriferro nominale pari a 40 mm, staffe verticali chiuse a due bracci da 8 mm, 2 ferri longitudinali da 22 mm (2 Φ 22) in intradosso pari ad un'area As,inf = 760 mm² e 3 ferri longitudinali da 24 mm (3 Φ 24) in estradosso pari ad un'area As,sup = 1357 mm².

Tale sezione è stata ipotizzata per tutti gli elementi trave.

Di conseguenza si possono ricavare una distanza utile d pari a 440 mm e gli assi neutro $x_{pos} = 61$ mm e $x_{neg} = 83$ mm, relativi rispettivamente ad un momento flettente positivo e negativo.

Si può notare che tali considerazioni soddisfano i requisiti di armatura minima (di cui al \S 4.1.6 delle NTC2018), poiché l'area minima dell'armatura longitudinale in zona tesa As,min vale 260 mm².

Ciò permette il calcolo dei relativi momenti resistenti e il confronto con quelli sollecitanti, equivalenti al modulo dei corrispondenti valori in Tabella 4.24-a.

La Tabella 4.38-a riporta la verifica a flessione nelle sezioni più sollecitate a momento flettente positivo.

Elemento	Posizione [m]	MSd [kN-m]	MRd [KN-m]	${f MRd}{ >}{f MSd}$
1001	1.5	74.34	122.32	VERIFICATO
1002	1.5	63.76	122.32	VERIFICATO
1003	3.5	74.34	122.32	VERIFICATO
2001	1.5	66.40	122.32	VERIFICATO
2002	2	61.23	122.32	VERIFICATO
2003	3.5	66.40	122.32	VERIFICATO
3001	2	45.94	122.32	VERIFICATO
3002	2	37.98	122.32	VERIFICATO
3003	3	45.94	122.32	VERIFICATO

Tabella 4.38-a: Verifica a flessione nelle sezioni più sollecitate a momento flettentepositivo.

La Tabella 4.39-a riporta la verifica a flessione nelle sezioni più sollecitate a momento flettente negativo.

 Tabella 4.39-a: Verifica a flessione nelle sezioni più sollecitate a momento flettente negativo.

Elemento	Posizione [m]	MSd [kN-m]	MRd [KN-m]	${ m MRd}{ m >}{ m MSd}$
1001	5	200.06	211.86	VERIFICATO
1002	0	193.98	211.86	VERIFICATO
1003	0	200.06	211.86	VERIFICATO
2001	5	185.77	211.86	VERIFICATO
2002	0	183.65	211.86	VERIFICATO
2003	0	185.77	211.86	VERIFICATO
3001	5	114.94	211.86	VERIFICATO

3002	0	111.25	211.86	VERIFICATO
3003	0	114.94	211.86	VERIFICATO

Di conseguenza in tutte le travi la sezione 40x50 cm presenta $2\Phi 22$ in intradosso e $3\Phi 24$ in estradosso.

 Verifica a taglio: prevede di ipotizzare delle armature trasversali, le quali devono determinare uno sforzo tagliante resistente di progetto (VRd) maggiore di quello sollecitante (VSd).

A tal proposito per la sezione di tutti gli elementi trave, valgono le stesse ipotesi della verifica a flessione semplice.

Successivamente, riferendosi al § 7.4.4.1.1 delle NTC2018 e della relativa Circolare, si ricavano lo sforzo sollecitante di progetto massimo (VSd-max) e quello minimo (VSd-min), equivalenti ad un verso positivo e negativo del sisma.

Tali sollecitazioni seguono il concetto di capacity design nel caso di plasticizzazione delle sezioni di estremità delle travi, e sono rispettivamente somma e differenza di un contributo relativo ai momenti resistenti alle estremità di ogni trave (Vm) e di un contributo relativo ai carichi statici (V0).

La Tabella 4.40 riporta i moduli delle sollecitazioni taglianti Vm, V0, VSd-max e VSd-min, relative alle estremità di ogni trave.

Elemento	Vm [kN]	V0 [kN]	VSd-max [kN]	VSd-min [kN]
1001	83.54	104.71	188.25	21.17
1002	83.54	104.71	188.25	21.17
1003	83.54	104.71	188.25	21.17
2001	83.54	104.71	188.25	21.17
2002	83.54	104.71	188.25	21.17
2003	83.54	104.71	188.25	21.17
3001	83.54	68.85	152.39	14.69
3002	83.54	68.85	152.39	14.69
3003	83.54	68.85	152.39	14.69

Tabella 4.40: Sollecitazioni taglianti Vm, V0, VSd-max e VSd-min, relative alleestremità di ogni trave.

A questo punto riferendosi al § 4.1.2.3.5 delle NTC2018, si ipotizzano inizialmente elementi non armati a taglio.

Ne segue che per entrambi i versi del sisma, si definiscono gli sforzi taglianti di progetto relativi alla sola resistenza del calcestruzzo VRd,c-max e VRd,c-min, e da questi il confronto con i rispettivi sforzi di taglio sollecitanti in Tabella 4.40.

Le Tabelle 4.41 e 4.42 riportano le verifiche a taglio delle sollecitazioni VSd-max e VSd-min, nelle sezioni di estremità e per elementi senza armatura trasversale.

Elemento	VSd-max [kN]	VRd,c [KN]	$\mathbf{V}\mathbf{R}\mathbf{d},\mathbf{c}\!>\!\mathbf{V}\mathbf{S}\mathbf{d}$
1001	188.25	94.68	NON VERIFICATO
1002	188.25	94.68	NON VERIFICATO
1003	188.25	94.68	NON VERIFICATO
2001	188.25	94.68	NON VERIFICATO
2002	188.25	94.68	NON VERIFICATO
2003	188.25	94.68	NON VERIFICATO
3001	152.39	94.68	NON VERIFICATO
3002	152.39	94.68	NON VERIFICATO
3003	152.39	94.68	NON VERIFICATO

Tabella 4.41: Verifica a taglio di VSd-max, nelle sezioni di estremità e per elementisenza armatura trasversale.

Tabella 4.42: Verifica a taglio di VSd-min, nelle sezioni di estremità e per elementisenza armatura trasversale.

Elemento	VSd-min [kN]	VRd,c [KN]	$\mathbf{V}\mathbf{R}\mathbf{d},\mathbf{c}{>}\mathbf{V}\mathbf{S}\mathbf{d}$
1001	21.17	78.05	VERIFICATO
1002	21.17	78.05	VERIFICATO
1003	21.17	78.05	VERIFICATO
2001	21.17	78.05	VERIFICATO
2002	21.17	78.05	VERIFICATO
2003	21.17	78.05	VERIFICATO
3001	14.69	78.05	VERIFICATO
3002	14.69	78.05	VERIFICATO
3003	14.69	78.05	VERIFICATO

Quindi è necessario inserire un quantitativo di armatura trasversale maggiore di quello minimo di Normativa, secondo la verifica più condizionante di Tabella 4.41.

Di conseguenza si considera una staffa verticale chiusa da 8 mm, corrispondente ad un'area pari a 101 mm² e con un passo di 150 mm ($\Phi 8/15$).

Si può notare che tali considerazioni soddisfano i requisiti minimi di armatura e passo delle staffe, di cui al § 4.1.6 delle NTC2018.

Ne segue che ipotizzando il termine $\cot a\Theta$ pari a 2.5, è possibile ricavare i valori di taglio resistente di progetto lato calcestruzzo (VRcd) e lato staffe (VRsd), equivalenti a 453.35 kN e 259.63 kN rispettivamente.

Infine è possibile confrontare gli sforzi sollecitanti con quello resistente, corrispondente allo sforzo tagliante di progetto lato staffe (VRsd).

La Tabella 4.43 riporta la verifica a taglio nelle sezioni di estremità, per elementi con armatura trasversale.

Tabella 4.43: Verifica a taglio nelle sezioni di estremità, per elementi con armatura
trasversale.

Elemento	VSd [kN]	VRd [KN]	$\mathbf{V}\mathbf{R}\mathbf{d}\mathbf{>}\mathbf{V}\mathbf{S}\mathbf{d}$
1001	188.25	259.63	VERIFICATO
1002	188.25	259.63	VERIFICATO
1003	188.25	259.63	VERIFICATO
2001	188.25	259.63	VERIFICATO
2002	188.25	259.63	VERIFICATO
2003	188.25	259.63	VERIFICATO
3001	152.39	259.63	VERIFICATO
3002	152.39	259.63	VERIFICATO
3003	152.39	259.63	VERIFICATO

Di conseguenza in tutte le travi la sezione 40x50 cm presenta staffe $\Phi 8/15$.

- Classe di duttilità alta (CD"A"): la Normativa prevede di effettuare le verifiche a flessione e a taglio, facendo riferimento ai relativi fattori di sovraresistenza di cui al § 7.2.2.
 - Verifica a flessione semplice: prevede di ipotizzare delle armature longitudinali, le quali devono determinare un momento flettente resistente di progetto (MRd) maggiore di quello sollecitante (MSd).

A tal proposito si considera una sezione trasversale 40x50 cm, con un copriferro nominale pari a 40 mm, staffe verticali chiuse a due bracci da 8 mm, 2 ferri longitudinali da 22 mm (2 Φ 22) in intradosso pari ad un'area As,inf = 760 mm² e 3 ferri longitudinali da 24 mm (3 Φ 24) in estradosso pari ad un'area As,sup = 1357 mm².

Tale sezione è stata ipotizzata per tutti gli elementi trave.

Di conseguenza si possono ricavare una distanza utile d pari a 440 mm e gli assi neutro $x_{pos} = 61$ mm e $x_{neg} = 83$ mm, relativi rispettivamente ad un momento flettente positivo e negativo.

Si può notare che tali considerazioni soddisfano i requisiti di armatura minima (di cui al \S 4.1.6 delle NTC2018), poiché l'area minima dell'armatura longitudinale in zona tesa As,min vale 260 mm².

Ciò permette il calcolo dei relativi momenti resistenti e il confronto con quelli sollecitanti, equivalenti al modulo dei corrispondenti valori in Tabella 4.24-b.

La Tabella 4.38-b riporta la verifica a flessione nelle sezioni più sollecitate a momento flettente positivo.

Elemento	Posizione [m]	MSd [kN-m]	MRd [KN-m]	${f MRd}{ >}{f MSd}$
1001	1.5	63.20	122.32	VERIFICATO
1002	2.0	56.42	122.32	VERIFICATO
1003	3.5	63.20	122.32	VERIFICATO
2001	2.0	59.66	122.32	VERIFICATO
2002	2	55.63	122.32	VERIFICATO
2003	3.0	59.66	122.32	VERIFICATO
3001	2	41.98	122.32	VERIFICATO
3002	2	35.05	122.32	VERIFICATO
3003	3	41.98	122.32	VERIFICATO

 Tabella 4.38-b: Verifica a flessione nelle sezioni più sollecitate a momento flettente positivo.

La Tabella 4.39-b riporta la verifica a flessione nelle sezioni più sollecitate a momento flettente negativo.

 Tabella 4.39-b: Verifica a flessione nelle sezioni più sollecitate a momento flettente negativo.

Elemento	Posizione [m]	MSd [kN-m]	MRd [KN-m]	${ m MRd}{ m >MSd}$
1001	5	167.16	211.86	VERIFICATO
1002	0	162.53	211.86	VERIFICATO
1003	0	167.16	211.86	VERIFICATO
2001	5	157.13	211.86	VERIFICATO
2002	0	155.65	211.86	VERIFICATO
2003	0	157.13	211.86	VERIFICATO

3001	5	99.55	211.86	VERIFICATO
3002	0	96.61	211.86	VERIFICATO
3003	0	99.55	211.86	VERIFICATO

Di conseguenza in tutte le travi la sezione 40x50 cm presenta 2 Φ 22 in intradosso e 3 Φ 24 in estradosso.

 Verifica a taglio: prevede di ipotizzare delle armature trasversali, le quali devono determinare uno sforzo tagliante resistente di progetto (VRd) maggiore di quello sollecitante (VSd).

Ne segue che per la sezione di tutti gli elementi trave, valgono le stesse ipotesi della verifica a flessione semplice.

Successivamente, riferendosi al § 7.4.4.1.1 delle NTC2018 e della relativa Circolare, si ricavano lo sforzo sollecitante di progetto massimo (VSd-max) e quello minimo (VSd-min), equivalenti ad un verso positivo e negativo del sisma.

Tali sollecitazioni seguono il concetto di capacity design nel caso di plasticizzazione delle sezioni di estremità delle travi, e sono rispettivamente somma e differenza di un contributo relativo ai momenti resistenti alle estremità di ogni trave (Vm) e di un contributo relativo ai carichi statici (V0).

La Tabella 4.44 riporta i moduli delle sollecitazioni taglianti Vm, V0, VSd-max e VSd-min, relative alle estremità di ogni trave.

Elemento	Vm [kN]	V0 [kN]	VSd-max [kN]	VSd-min [kN]
1001	91.14	104.71	195.85	13.57
1002	91.14	104.71	195.85	13.57
1003	91.14	104.71	195.85	13.57
2001	91.14	104.71	195.85	13.57
2002	91.14	104.71	195.85	13.57
2003	91.14	104.71	195.85	13.57
3001	91.14	68.85	159.99	22.29
3002	91.14	68.85	159.99	22.29
3003	91.14	68.85	159.99	22.29

Tabella 4.44 Sollecitazioni taglianti Vm, V0, VSd-max e VSd-min, relative alleestremità di ogni trave.

A questo punto riferendosi al § 4.1.2.3.5 delle NTC2018, si ipotizzano inizialmente elementi non armati a taglio.

Ne segue che per entrambi i versi del sisma, si definiscono gli sforzi taglianti di progetto relativi alla sola resistenza del calcestruzzo VRd,c-max e VRd,c-min, e da questi il confronto con i rispettivi sforzi di taglio sollecitanti in Tabella 4.44.

Le Tabelle 4.45 e 4.46 riportano le verifiche a taglio delle sollecitazioni VSd-max e VSd-min, nelle sezioni di estremità e per elementi senza armatura trasversale.

Elemento	VSd-max [kN]	VRd,c-max [KN]	VRd,c>VSd
1001	160.15	94.68	NON VERIFICATO
1002	160.15	94.68	NON VERIFICATO
1003	160.15	94.68	NON VERIFICATO
2001	160.15	94.68	NON VERIFICATO
2002	160.15	94.68	NON VERIFICATO
2003	160.15	94.68	NON VERIFICATO
3001	136.52	94.68	NON VERIFICATO
3002	136.52	94.68	NON VERIFICATO
3003	136.52	94.68	NON VERIFICATO

Tabella 4.45: Verifica a taglio di VSd-max, nelle sezioni di estremità e per elementisenza armatura trasversale.

Tabella 4.46: Verifica a taglio di VSd-min, nelle sezioni di estremità e per elementisenza armatura trasversale.

Elemento	Vsd-min [kN]	VRd,c-min [KN]	$\mathbf{V}\mathbf{R}\mathbf{d},\mathbf{c}{>}\mathbf{V}\mathbf{S}\mathbf{d}$
1001	22.13	78.05	VERIFICATO
1002	22.13	78.05	VERIFICATO
1003	22.13	78.05	VERIFICATO
2001	22.13	78.05	VERIFICATO
2002	22.13	78.05	VERIFICATO
2003	22.13	78.05	VERIFICATO
3001	45.76	78.05	VERIFICATO
3002	45.76	78.05	VERIFICATO
3003	45.76	78.05	VERIFICATO

Quindi è necessario inserire un quantitativo di armatura trasversale maggiore di quello minimo di Normativa, secondo la verifica più condizionante di Tabella 4.45.

Di conseguenza nella zona non dissipativa, si considera una staffa verticale chiusa da 8 mm, corrispondente ad un'area pari a 101 mm² e con un passo di
150 mm ($\Phi 8/15$) mentre, nelle zone dissipative, una staffa verticale chiusa da 8 mm con un passo di 70 mm ($\Phi 8/7$).

Si può notare che tali considerazioni soddisfano i requisiti di armatura e passo delle staffe, di cui ai §§ 4.1.6 e 7.4.4.1.1 delle NTC2018.

Ne segue che ipotizzando il termine cotan Θ pari a 2.5 nella zona non dissipativa, è possibile ricavare i valori di taglio resistente di progetto lato calcestruzzo (VRcd) e lato staffe (VRsd), equivalenti a 453.35 kN e 259.63 kN rispettivamente.

Invece nelle zone dissipativa, si considera il valore $\cot a\Theta$ pari a 1, ricavando dei valori di VRcd e VRsd, pari a 657.36 kN e 222.54 kN rispettivamente.

In entrambi i casi è possibile confrontare gli sforzi sollecitanti con quello resistente, corrispondente allo sforzo tagliante di progetto lato staffe (VRsd).

La Tabella 4.47 riporta la verifica a taglio nella sezione più sollecitata della zona non dissipativa, per elementi con armatura trasversale.

Elemento	VSd [kN]	VRd [KN]	$\mathbf{VRd}{>}\mathbf{VSd}$
1001	160.15	259.63	VERIFICATO
1002	160.15	259.63	VERIFICATO
1003	160.15	259.63	VERIFICATO
2001	160.15	259.63	VERIFICATO
2002	160.15	259.63	VERIFICATO
2003	160.15	259.63	VERIFICATO
3001	136.52	259.63	VERIFICATO
3002	136.52	259.63	VERIFICATO
3003	136.52	259.63	VERIFICATO

Tabella 4.47: Verifica a taglio nella sezione più sollecitata della zona non dissipativa,per elementi con armatura trasversale.

La Tabella 4.48 riporta la verifica a taglio nelle sezioni di estremità, per elementi con armatura trasversale.

Tabella 4.48: Verifica a taglio nelle sezioni di estremità, per elementi con armatura
trasversale.

Elemento	VSd [kN]	VRd [KN]	$\mathbf{V}\mathbf{R}\mathbf{d}{>}\mathbf{V}\mathbf{S}\mathbf{d}$
1001	195.85	222.54	VERIFICATO
1002	195.85	222.54	VERIFICATO
1003	195.85	222.54	VERIFICATO
2001	195.85	222.54	VERIFICATO

2002	195.85	222.54	VERIFICATO
2003	195.85	222.54	VERIFICATO
3001	159.99	222.54	VERIFICATO
3002	159.99	222.54	VERIFICATO
3003	159.99	222.54	VERIFICATO

Di conseguenza in tutte le travi la sezione 40x50 cm presenta staffe $\Phi 8/15$ nella zona non dissipativa e staffe $\Phi 8/7$ in quelle dissipative.

4.4.1.3 Dettagli costruttivi

Tutti gli elementi trave, essendo in campo sismico, devono soddisfare i requisiti legati all'armatura longitudinale e trasversale, di cui al § 7.4.6.2.1 della Normativa Italiana.

• Armature longitudinali: la relazione deve essere soddisfatta sia nelle sezioni a massimo momento flettente sia nelle sezioni a minimo momento flettente.

Di conseguenza, nel caso di momento flettente positivo, si considera un'armatura tesa pari a As, inf = 760 mm² (2 Φ 22) e un'armatura compressa pari a As, sup = 1357 mm² (3 Φ 24).

Invece nelle zone di estremità, si considera un'armatura tesa pari a As, sup = 1357 mm^2 e un'armatura compressa pari a As, inf = 760 mm^2 .

Tali considerazioni permettono di ricavare un rapporto geometrico relativo all'armatura tesa pari a 0.0038 e 0.0068, rispettivamente per il momento flettente positivo e negativo.

Inoltre devono essere verificate anche le sezioni di sovrapposizione delle armature.

A tal proposito, si considera una percentuale di armatura soprapposta minore del 50% della totalità.

Ciò è soddisfatto dividendo $2\Phi 24$, $2\Phi 22$ e $1\Phi 24$, rispettivamente in sezioni diverse e seguendo le prescrizioni di cui al § 4.1.6 delle NTC2018.

In questi casi il rapporto geometrico di armatura tesa vale 0.0113, 0.0076 e 0.0091.

La relazione poi si riferisce ad un limite inferiore pari a 0.0031 e ad un limite superiore, relativo ad una flessione positiva e negativa, pari a 0.0146 e 0.0116.

La Tabella 4.49 riporta la verifica nelle sezioni a massimo momento flettente (M_{max}), a minimo momento flettente (M_{min}) e di sovrapposizione dei 2 Φ 24, 2 Φ 22 e 1 Φ 24, valida per tutti i pilastri:

Sezioni	e [-]	ρ min [-]	ρ max [-]	VERIFICA (?)
Mmax	0.0038	0.0031	0.0146	VERIFICATO
Mmin	0.0068	0.0031	0.0116	VERIFICATO
Sovrapposizione $2\Phi 24$	0.0113	0.0031	0.0116	VERIFICATO
Sovrapposizione $2\Phi 22$	0.0076	0.0031	0.0146	VERIFICATO
Sovrapposizione $1\Phi24$	0.0091	0.0031	0.0116	VERIFICATO

Tabella 4.49: Verifica nelle sezioni a massimo momento flettente Mmax, a minimomomento flettente Mmin e di sovrapposizione dei $2\Phi 24$, $2\Phi 22$ e $1\Phi 24$.

Quindi considerando i limiti di Normativa legati al rapporto tra armatura compressa e tesa, la verifica risulta soddisfatta.

• Armature trasversali: in questo caso si definisce il passo delle staffe nelle zone dissipative, in funzione della classe di duttilità considerata.

Infatti nel caso di Classe di duttilità media (CD"B"), si ricava un passo massimo pari a 125 mm e riferito ad una zona dissipativa lunga 500 mm invece, nel caso di Classe di duttilità alta (CD"A"), si ricava un passo massimo pari a 110 mm e riferito ad una zona dissipativa lunga 750 mm.

In base a tutte le verifiche strutturali effettuate per l'elemento trave, si considera una sezione trasversale 40x50 cm, con un copriferro nominale pari a 40 mm, 2 ferri longitudinali da 22 mm (2 Φ 22) in intradosso pari ad un'area As,inf = 760 mm² e 3 ferri longitudinali da 24 mm (3 Φ 24) in estradosso pari ad un'area As,sup = 1357 mm². Inoltre, si hanno staffe Φ 8/15 nella zona non dissipativa e staffe Φ 8/7 in quelle dissipative di lunghezza 750 mm.

4.4.2 Pilastri

Le sollecitazioni interne relative agli elementi pilastro, consistono nello sforzo normale in kilo-Newton [kN], sforzo tagliante in kilo-Newton [kN] e momento flettente in kilo-Newton metro [kN-m].

Di conseguenza si eseguono verifiche a presso-flessione semplice e a taglio, al fine di progettare rispettivamente le armature longitudinali e trasversali.

Inoltre si considera una verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU) per stabilità degli elementi snelli, che permette eventualmente di trascurare gli effetti del second'ordine globali e locali.

4.4.2.1 Verifica allo SLU per stabilità degli elementi snelli

La procedura consiste nel soddisfare i requisiti del § 4.1.2.3.9.2 delle NTC2018.

• Effetti globali del second'ordine: in tal caso il carico gravitazionale totale della struttura (P_{Ed}) risulta pari a 3040.35 kN, somma dei pesi dal primo all'ultimo piano uguali rispettivamente a 1127.88 kN, 1127.88 kN e 784.59 kN.

Il limite superiore della disuguaglianza, considera la presenza dei soli elementi verticali, poiché non sono presenti specifici elementi di controvento.

Tale limite equivale a 7064.22 kN, corrispondente ad un numero di piani pari a 3 e al contributo di 12 pilastri con uguale inerzia.

La verifica risulta quindi soddisfatta e si possono trascurare gli effetti globali del second'ordine.

• Effetti locali del second'ordine: considerati riferendosi ad una snellezza per ogni pilastro equivalente a 12.12.

Il relativo limite superiore, varia in funzione dello sforzo normale dell'elemento analizzato.

La Tabella 4.50 riporta la verifica per gli effetti locali del second'ordine, relativa alla sezione più sollecitata di ogni pilastro.

Elemento	λ [-]	ν [-]	λlim [-]	$\lambda > \lambda { m lim}$
101	12.12	0.14	67.20	VERIFICATO
102	12.12	0.26	48.90	VERIFICATO
103	12.12	0.26	48.90	VERIFICATO
104	12.12	0.14	67.20	VERIFICATO
201	12.12	0.09	84.83	VERIFICATO
202	12.12	0.16	61.92	VERIFICATO
203	12.12	0.16	61.92	VERIFICATO
204	12.12	0.09	84.83	VERIFICATO
301	12.12	0.04	133.46	VERIFICATO
302	12.12	0.07	97.39	VERIFICATO
303	12.12	0.07	97.39	VERIFICATO
304	12.12	0.04	133.46	VERIFICATO

Tabella 4.50: Verifica per gli effetti locali del second'ordine, relativa alla sezione piùsollecitata di ogni pilastro.

La verifica risulta quindi soddisfatta e si possono trascurare gli effetti locali del second'ordine.

4.4.2.2 Combinazione fondamentale SLU

• Verifica a presso-flessione semplice: prevede di ipotizzare delle armature longitudinali, le quali devono determinare un momento flettente resistente di progetto (MRd) maggiore di quello sollecitante (MSd).

A tal proposito si considera una sezione trasversale 50x60 cm, con un copriferro nominale pari a 40 mm, staffe orizzontali a due bracci da 8 mm e 8 ferri longitudinali da 20 mm ($8\Phi 20$) equamente distribuiti, pari ad un'area As = 2513 mm².

Tale sezione è stata ipotizzata per tutti gli elementi pilastro.

In questo caso si considerano due diverse combinazioni, riferite alla minimizzazione dello sforzo normale e alla massimizzazione/minimizzazione del momento flettente nei pilastri, di cui alle Tabelle 4.16 e 4.17.

Di conseguenza si possono ricavare una distanza utile d pari a 542 mm e gli assi neutro, relativi ad entrambe le combinazioni.

Le Tabelle 4.51 e 4.52 riportano i moduli di sforzo normale NSd, momento flettente MSd e asse neutro di ogni elemento, nella sezione più sollecitata e per ambedue i casi.

Elemento	Posizione [m]	NSd [kN]	MSd [kN-m]	Asse neutro [mm]
101	0	585.77	31.53	145
102	0	1106.21	6.70	236
103	0	1106.21	6.13	236
104	0	585.77	25.22	145
201	0	367.65	82.28	115
202	0	690.10	16.72	164
203	0	690.10	19.61	164
204	0	367.65	62.78	115
301	0	148.53	75.78	91
302	0	278.90	10.41	105
303	0	278.90	13.02	105
304	0	148.53	62.21	91

Tabella 4.51: Valori di sforzo normale NSd, momento flettente MSd e asse neutro, riferitialla minimizzazione dello sforzo normale.

Elemento	Posizione [m]	MSd [kN-m]	NSd [kN]	Asse neutro [mm]
101	3	65.13	471.78	127
102	3	13.54	907.70	202
103	3	13.54	737.18	172
104	3	65.13	556.53	140
201	0	82.28	367.65	115
202	3	21.05	492.64	130
203	3	21.05	576.63	144
204	0	82.28	325.48	110
301	3	88.83	118.29	88
302	0	13.02	276.51	105
303	0	13.02	278.90	105
304	3	88.83	119.29	87

 Tabella 4.52: Valori di momento flettente MSd, sforzo normale NSd e asse neutro, riferiti alla massimizzazione/minimizzazione del momento flettente.

Si può notare che tali considerazioni soddisfano i requisiti di armatura minima (di cui al 4.1.6 delle NTC2018), poiché l'area minima dell'armatura longitudinale As-min vale 892 mm².

Ciò permette il calcolo dei relativi momenti resistenti e il confronto con quelli sollecitanti.

La Tabella 4.53 riporta la verifica a flessione nella sezione più sollecitata di ogni elemento e riferita alla minimizzazione dello sforzo normale.

Elemento	Posizione [m]	MSd [kN-m]	MRd [KN-m]	${ m MRd}{ m >MSd}$
101	0	31.53	436.23	VERIFICATO
102	0	6.70	509.73	VERIFICATO
103	0	6.13	509.73	VERIFICATO
104	0	25.22	436.23	VERIFICATO
201	0	82.28	393.27	VERIFICATO
202	0	16.72	454.82	VERIFICATO
203	0	19.61	454.82	VERIFICATO
204	0	62.78	393.27	VERIFICATO
301	0	75.78	342.69	VERIFICATO
302	0	10.41	373.71	VERIFICATO
303	0	13.02	373.71	VERIFICATO
304	0	62.21	342.69	VERIFICATO

 Tabella 4.53: Verifica a flessione nella sezione più sollecitata riferita alla minimizzazione dello sforzo normale.

La Tabella 4.54 riporta la verifica a flessione nella sezione più sollecitata di ogni elemento e riferita alla massimizzazione/minimizzazione del momento flettente.

Elemento	Posizione [m]	MSd [kN-m]	MRd [KN-m]	${ m MRd}{ m >MSd}$
101	3	65.13	414.53	VERIFICATO
102	3	13.54	486.87	VERIFICATO
103	3	13.54	462.14	VERIFICATO
104	3	65.13	431.05	VERIFICATO
201	0	82.28	393.27	VERIFICATO
202	3	21.05	419.52	VERIFICATO
203	3	21.05	435.21	VERIFICATO
204	0	82.28	383.73	VERIFICATO
301	3	88.83	335.36	VERIFICATO
302	0	13.02	373.71	VERIFICATO
303	0	13.02	373.71	VERIFICATO
304	3	88.83	337.84	VERIFICATO

Tabella 4.54: Verifica a flessione nella sezione più sollecitata riferita allamassimizzazione/minimizzazione del momento flettente.

Di conseguenza in tutti i pilastri la sezione 50x60 cm presenta $8\Phi 20$ equamente distribuiti.

• Verifica a taglio: prevede di ipotizzare delle armature trasversali, le quali devono determinare uno sforzo tagliante resistente di progetto (VRd) maggiore di quello sollecitante (VSd).

A tal proposito, per la sezione di tutti gli elementi pilastro, valgono le stesse ipotesi della verifica a presso-flessione semplice.

Successivamente riferendosi al § 4.1.2.3.5 delle NTC2018, si ipotizzano inizialmente elementi non armati a taglio.

Di conseguenza lo sforzo tagliante di progetto relativo alla sola resistenza del calcestruzzo (VRd,c), vale 148.86 kN.

Ciò permette il confronto con gli sforzi di taglio sollecitanti, equivalenti al modulo dei corrispondenti valori in Tabella 4.18.

La Tabella 4.55 riporta la verifica a taglio nelle sezioni più sollecitate, per elementi senza armatura trasversale.

Elemento	Posizione [m]	VSd [kN]	VRd,c [KN]	VRd,c>VSd
101	0	32.22	148.86	VERIFICATO
102	0	6.62	148.86	VERIFICATO
103	0	6.62	148.86	VERIFICATO
104	0	32.22	148.86	VERIFICATO
201	0	53.10	148.86	VERIFICATO
202	0	12.94	148.86	VERIFICATO
203	0	12.94	148.86	VERIFICATO
204	0	53.10	148.86	VERIFICATO
301	0	54.87	148.86	VERIFICATO
302	0	6.59	148.86	VERIFICATO
303	0	6.59	148.86	VERIFICATO
304	0	54.87	148.86	VERIFICATO

Tabella 4.55: Verifica a taglio nelle sezioni più sollecitate, per elementi senza armaturatrasversale.

Nonostante la verifica sia soddisfatta, è comunque necessario per l'elemento pilastro inserire un quantitativo minimo di armatura trasversale.

Di conseguenza si considera una staffa orizzontale da 8 mm, corrispondente ad un'area pari a 101 mm² e con un passo di 200 mm ($\Phi 8/20$).

Si può notare che tali considerazioni, soddisfano i requisiti minimi di armatura e passo delle staffe, di cui al § 4.1.6 delle NTC2018.

Ne segue che ipotizzando il termine $\cot a\Theta$ pari a 2.5, è possibile ricavare i valori di taglio resistente di progetto lato calcestruzzo (VRcd) e lato staffe (VRsd).

La Tabella 4.56 racchiude i valori di V_{Rsd} e V_{Rcd}, ricavati al variare del relativo sforzo normale in Tabella 4.18, nelle sezioni più sollecitate.

Elemento	Posizione [m]	VRcd [kN]	VRsd [kN]
101	0	768.29	239.86
102	0	829.39	239.86
103	0	805.49	239.86
104	0	780.17	239.86
201	0	743.68	239.86
202	0	771.21	239.86
203	0	782.98	239.86
204	0	749.59	239.86
301	0	718.74	239.86

Tabella 4.56: Valori di VRsd e VRcd nelle sezioni più sollecitate.

302	0	737.15	239.86
303	0	736.82	239.86
304	0	718.88	239.86

Infine è possibile confrontare gli sforzi sollecitanti con quello resistente, corrispondente allo sforzo tagliante di progetto lato staffe (VRsd).

La Tabella 4.57 riporta la verifica a taglio nelle sezioni più sollecitate, per elementi con armatura trasversale.

Elemento	Posizione [m]	VSd [kN]	VRd [KN]	$\mathbf{V}\mathbf{R}\mathbf{d}\mathbf{>}\mathbf{V}\mathbf{S}\mathbf{d}$
101	0	32.22	239.86	VERIFICATO
102	0	6.62	239.86	VERIFICATO
103	0	6.62	239.86	VERIFICATO
104	0	32.22	239.86	VERIFICATO
201	0	53.10	239.86	VERIFICATO
202	0	12.94	239.86	VERIFICATO
203	0	12.94	239.86	VERIFICATO
204	0	53.10	239.86	VERIFICATO
301	0	54.87	239.86	VERIFICATO
302	0	6.59	239.86	VERIFICATO
303	0	6.59	239.86	VERIFICATO
304	0	54.87	239.86	VERIFICATO

Tabella 4.57: Verifica a taglio nelle sezioni più sollecitate, per elementi con armatura
trasversale.

Di conseguenza in tutti i pilastri la sezione 50x60 cm presenta staffe $\Phi 8/20$.

4.4.2.3 Combinazione sismica SLV

La verifica strutturale si riferisce sia alla classe di duttilità media (CD"B") sia alla classe di duttilità alta (CD"A") e deve soddisfare i requisiti di cui al § 7.4.4.2.1.

• Classe di duttilità media (CD"B"): la Normativa prevede di effettuare le verifiche a presso-flessione e a taglio, facendo riferimento ai relativi fattori di sovraresistenza di cui al § 7.2.2.

Inoltre il rapporto tra sforzo normale sollecitante e resistente del solo calcestruzzo, deve essere minore di 0.65.

 Verifica a compressione del calcestruzzo: tale verifica deve essere soddisfatta per entrambi i versi del sisma.

Le Tabelle 4.58 e 4.59 restituiscono i valori di sforzo sollecitante (Nsd) e sforzo resistente del calcestruzzo (NRd,c) ridotto del 35%, per le estremità di ogni pilastro.

Elemento	Posizione [m]	0.65 · NRd,c [kN]	NSd [kN]	$ \mathrm{NSd} {<}0.65\cdot\mathrm{NRd}$
101	0	2751.45	265.77	VERIFICATO
101	3	2751.45	243.28	VERIFICATO
201	0	2751.45	174.90	VERIFICATO
201	3	2751.45	152.41	VERIFICATO
301	0	2751.45	78.14	VERIFICATO
301	3	2751.45	55.64	VERIFICATO
102	0	2751.45	664.47	VERIFICATO
102	3	2751.45	641.97	VERIFICATO
202	0	2751.45	422.00	VERIFICATO
202	3	2751.45	399.51	VERIFICATO
302	0	2751.45	178.85	VERIFICATO
302	3	2751.45	156.35	VERIFICATO
103	0	2751.45	664.47	VERIFICATO
103	3	2751.45	641.97	VERIFICATO
203	0	2751.45	422.00	VERIFICATO
203	3	2751.45	399.51	VERIFICATO
303	0	2751.45	178.85	VERIFICATO
303	3	2751.45	156.35	VERIFICATO
104	0	2751.45	265.77	VERIFICATO
104	3	2751.45	243.28	VERIFICATO
204	0	2751.45	174.90	VERIFICATO
204	3	2751.45	152.41	VERIFICATO
304	0	2751.45	78.14	VERIFICATO
304	3	$275\overline{1.45}$	55.64	VERIFICATO

Tabella 4.58: Sforzo resistente del calcestruzzo NRd,c ridotto del 35% e sforzosollecitante NSd, riferito al verso positivo del sisma.

Tabella 4.59: Sforzo resistente del calcestruzzo NRd,c ridotto del 35% e sforzosollecitante NSd, riferito al verso negativo del sisma.

Elemento	Posizione [m]	0.65 · NRd,c [kN]	NSd [kN]	$ \mathrm{NSd} {<}0.65\cdot\mathrm{NRd}$
101	0	2751.45	475.27	VERIFICATO
101	3	2751.45	452.78	VERIFICATO
201	0	2751.45	295.38	VERIFICATO

201	3	2751.45	272.88	VERIFICATO
301	0	2751.45	119.23	VERIFICATO
301	3	2751.45	96.74	VERIFICATO
102	0	2751.45	711.26	VERIFICATO
102	3	2751.45	688.76	VERIFICATO
202	0	2751.45	445.84	VERIFICATO
202	3	2751.45	423.35	VERIFICATO
302	0	2751.45	183.23	VERIFICATO
302	3	2751.45	160.74	VERIFICATO
103	0	2751.45	711.26	VERIFICATO
103	3	2751.45	688.76	VERIFICATO
203	0	2751.45	445.84	VERIFICATO
203	3	2751.45	423.35	VERIFICATO
303	0	2751.45	183.23	VERIFICATO
303	3	2751.45	160.74	VERIFICATO
104	0	2751.45	475.27	VERIFICATO
104	3	2751.45	452.78	VERIFICATO
204	0	2751.45	295.38	VERIFICATO
204	3	2751.45	272.88	VERIFICATO
304	0	2751.45	119.23	VERIFICATO
304	3	2751.45	96.74	VERIFICATO

 Verifica a presso-flessione semplice: prevede di ipotizzare delle armature longitudinali, le quali devono determinare un momento flettente resistente di progetto (MRd) in ogni pilastro, tale da soddisfare la Relazione [7.4.4] di cui al § 7.4.4.2.1.

A tal proposito si considera una sezione trasversale 50x60 cm, con un copriferro nominale pari a 40 mm, staffe orizzontali chiuse a quattro bracci da 8 mm e 14 ferri longitudinali da 20 mm (14 Φ 20) equamente disposti pari ad un'area As = 4398 mm².

Tale sezione è stata ipotizzata per tutti gli elementi pilastro.

Di conseguenza riferendosi al corrispondente sforzo normale (NSd) di Tabella 4.24-a, è possibile calcolare il momento resistente nelle diverse colonne (Mc,Rd), per ogni verso dell'azione sismica.

Le Tabelle 4.60-a e 4.61-a racchiudono i moduli di NSd e Mc,Rd, riferiti alle sezioni di estremità di ogni pilastro e per un verso positivo e negativo dell'azione sismica.

Elemento	Posizione [m]	NSd-max [kN]	Mc,Rd-max [KN-m]
101	0	265.77	457.64
101	3	243.28	454.77
201	0	174.90	444.26
201	3	152.41	441.08
301	0	78.14	428.90
301	3	55.64	424.04
102	0	664.47	515.34
102	3	641.97	513.30
202	0	422.00	482.03
202	3	399.51	478.17
302	0	178.85	444.26
302	3	156.35	441.08
103	0	664.47	515.34
103	3	641.97	513.30
203	0	422.00	482.03
203	3	399.51	478.17
303	0	178.85	444.26
303	3	156.35	441.08
104	0	265.77	457.64
104	3	243.28	454.77
204	0	174.90	444.26
204	3	152.41	441.08
304	0	78.14	428.90
304	3	55.64	424.04

Tabella 4.60-a: Valori di NSd-max e Mc,Rd-max riferiti ad un verso positivodell'azione sismica.

Tabella 4.61-a: Valori di NSd-min e Mc,Rd-min riferiti ad un verso negativo dell'azionesismica.

Elemento	Posizione [m]	NSd-min [kN]	Mc,Rd-min [KN-m]
101	0	475.27	489.54
101	3	452.78	487.05
201	0	295.38	463.38
201	3	272.88	459.10
301	0	119.23	434.74
301	3	96.74	431.20
102	0	711.26	519.43
102	3	688.76	517.43
202	0	445.84	485.84
202	3	423.35	482.03

302	0	183.23	445.76
302	3	160.74	441.08
103	0	711.26	519.43
103	3	688.76	517.43
203	0	445.84	485.84
203	3	423.35	482.03
303	0	183.23	445.76
303	3	160.74	441.08
104	0	475.27	489.54
104	3	452.78	487.05
204	0	295.38	463.38
204	3	272.88	459.10
304	0	119.23	434.74
304	3	96.74	431.20

Infine per entrambi i versi del sisma, è possibile effettuare la verifica considerando i momenti flettenti resistenti di progetto di colonne $(M_{c,Rd})$ e travi $(M_{b,Rd})$, che concorrono all'equilibrio di ogni nodo in Figura 3.1.

Le Tabelle 4.62-a e 4.63-a, riportano i valori di M_{c,Rd} e M_{b,Rd} degli elementi che equilibrano i diversi nodi e per entrambi i versi del sisma.

Nodo	Pilastro	Mc,Rd-max [KN-m]	Trave	Mb,Rd-max [KN-m]
0	101	454.77	1001	100.00
2	201	444.26	1001	122.32
2	201	441.08	9001	100.20
ن ن	301	428.90	2001	122.32
C	102	513.30	1001	211.86
0	202	482.03	1002	122.32
_	202	478.17	2001	211.86
(302	444.26	2002	122.32
10	103	513.30	1002	211.86
10	203	482.03	1003	122.32
11	203	478.17	2002	211.86
	303	444.26	2003	122.32
14	104	454.77	1009	011.00
	204	444.26	1003	211.80
15	204	441.08	2002	011.00
15	304	428.90	2003	211.80

Tabella 4.62-a: Valori di Mc,Rd-max e Mb,Rd-max per un verso positivo del sisma.

Nodo	Pilastro	Mc,Rd-min [KN-m]	Trave	Mb,Rd-min [KN-m]
0	101	487.05	1001	011.00
2	201	463.38	1001	211.80
0	201	459.10	2001	011.00
3	301	434.74	2001	211.80
C	102	517.43	1001	122.32
0	202	485.84	1002	211.86
7	202	482.03	2001	122.32
(302	445.76	2002	211.86
10	103	517.43	1002	122.32
10	203	485.84	1003	211.86
11	203	482.03	2002	122.32
11	303	445.76	2003	211.86
14	104	487.05	1002	100.20
	204	463.38	1003	122.32
15	204	459.10	2002	100.20
15	304	434.74	2003	122.32

Tabella 4.63-a: Valori di Mc,Rd-min e Mb,Rd-min per un verso negativo del sisma.

Le Tabelle 4.64-a e 4.65-a si riferiscono alle corrispondenti verifiche dei pannelli nodali.

Tabella 4.64-a: Verifi	ca dei pannell	i nodali per un v	verso positivo del sisma.
------------------------	----------------	-------------------	---------------------------

Nodo	Σ Mc,Rd [KN-m]	$\gamma_{\mathrm{Rd}} \cdot \Sigma_{\mathrm{Mb,Rd}}$ [KN-m]	$\Sigma \mathrm{Mc,Rd} > \Upsilon \mathrm{Rd} \cdot \Sigma \mathrm{Mb,Rd}$
2	899.03	159.02	VERIFICATO
3	869.97	159.02	VERIFICATO
6	995.33	434.43	VERIFICATO
7	922.43	434.43	VERIFICATO
10	995.33	434.43	VERIFICATO
11	922.43	434.43	VERIFICATO
14	899.03	275.41	VERIFICATO
15	869.97	275.41	VERIFICATO

Tabella 4.65-a: Verifica dei pannelli nodali per un verso negativo del sisma.

Nodo	Σ Mc,Rd [KN-m]	$\gamma_{ m Rd} \cdot \Sigma_{ m Mb, Rd} \ [m KN-m]$	$\Sigma_{\mathrm{Mc,Rd}} > \Upsilon_{\mathrm{Rd}} \cdot \Sigma_{\mathrm{Mb,Rd}}$
2	950.44	275.41	VERIFICATO
3	893.84	275.41	VERIFICATO
6	1003.28	434.43	VERIFICATO
7	927.79	434.43	VERIFICATO

10	1003.28	434.43	VERIFICATO
11	927.79	434.43	VERIFICATO
14	950.44	159.02	VERIFICATO
15	893.84	159.02	VERIFICATO

Di conseguenza in tutti i pilastri la sezione 50x60 cm presenta $14\Phi 20$ equamente distribuiti.

 Verifica a taglio: prevede di ipotizzare delle armature trasversali, le quali devono determinare uno sforzo tagliante resistente di progetto (VRd) maggiore di quello sollecitante (VSd).

A tal proposito, per la sezione di tutti gli elementi pilastro, valgono le stesse ipotesi della verifica a presso-flessione semplice.

Successivamente riferendosi al § 7.4.4.2.1 delle NTC2018 e della relativa Circolare, si ricavano lo sforzo sollecitante di progetto massimo (VSd-max) e quello minimo (VSd-min), equivalenti ad un verso positivo e negativo del sisma.

Tali sollecitazioni seguono il concetto di capacity design nel caso di plasticizzazione delle sezioni di estremità delle travi, e derivano dall'equilibrio dei momenti flettenti (M_{i,d}) all'estremità di ogni pilastro, ricavati rispettivamente dai risultati delle Tabelle 4.62-a e 4.63-a.

Le Tabelle 4.66 e 4.67 riportano i valori delle sollecitazioni flettenti Mi,d e taglianti VSd-max e VSd-min, relative alle estremità di ogni colonna e per entrambi i versi del sisma.

Elemento	Posizione [m]	Mi,d-max [kN-m]	VSd-max [kN]
101	0	457.64	228.59
101	3	61.88	228.59
201	0	60.45	53.88
201	3	62.02	53.88
301	0	60.30	213.11
301	3	424.04	213.11
102	0	515.34	302.58
102	3	172.34	302.58
202	0	161.84	147.43
202	3	173.23	147.43
302	0	160.95	141.63

Tabella 4.66: Sollecitazione flettente Mi,d-max e tagliante VSd-max, relative alleestremità di ogni colonna e per un verso positivo del sisma.

302	3	160.95	141.63
103	0	515.34	302.58
103	3	172.34	302.58
203	0	161.84	147.43
203	3	173.23	147.43
303	0	160.95	141.63
303	3	160.95	141.63
104	0	457.64	248.51
104	3	107.17	248.51
204	0	104.69	93.32
204	3	107.41	93.32
304	0	104.44	232.53
304	3	424.04	232.53

Tabella 4.67: Sollecitazione flettente Mi,d-min e tagliante VSd-min, relative alleestremità di ogni colonna e per un verso negativo del sisma.

Elemento	Posizione [m]	Mi,d-min [kN-m]	VSd-min [kN]
101	0	489.54	263.17
101	3	108.57	263.17
201	0	103.29	93.33
201	3	108.81	93.33
301	0	103.04	235.07
301	3	431.20	235.07
102	0	519.43	304.38
102	3	172.35	304.38
202	0	161.83	147.60
202	3	173.62	147.60
302	0	160.56	141.29
302	3	160.56	141.29
103	0	519.43	304.38
103	3	172.35	304.38
203	0	161.83	147.60
203	3	173.62	147.60
303	0	160.56	141.29
303	3	160.56	141.29
104	0	489.54	242.98
104	3	62.68	242.98
204	0	59.64	53.88
204	3	62.83	53.88
304	0	59.49	215.91
304	3	431.20	215.91

A questo punto, riferendosi al § 4.1.2.3.5 delle NTC2018, si ipotizzano inizialmente elementi non armati a taglio.

Ne segue che per entrambi i versi del sisma, si definiscono gli sforzi taglianti di progetto relativi alla sola resistenza del calcestruzzo (VRd,c-max) e (VRd,c-min), e da questi il confronto con i rispettivi sforzi di taglio sollecitanti.

Le Tabelle 4.68 e 4.69 riportano le verifiche a taglio delle sollecitazioni VSd-max e VSd-min, nelle sezioni di estremità e per elementi senza armatura trasversale.

Elemento	VSd-max [kN]	VRd,c [KN]	VRd,c>VSd
101	228.59	179.39	NON VERIFICATO
201	53.88	179.39	VERIFICATO
301	213.11	179.39	NON VERIFICATO
102	302.58	179.39	NON VERIFICATO
202	147.43	179.39	VERIFICATO
302	141.63	179.39	VERIFICATO
103	302.58	179.39	NON VERIFICATO
203	147.43	179.39	VERIFICATO
303	141.63	179.39	VERIFICATO
104	248.51	179.39	NON VERIFICATO
204	93.32	179.39	VERIFICATO
304	232.53	179.39	NON VERIFICATO

Tabella 4.68: Verifica a taglio di VSd-max, nelle sezioni di estremità e per elementisenza armatura trasversale.

Tabella 4.69: Verifica a taglio di VSd-min, nelle sezioni di estremità e per elementisenza armatura trasversale.

Elemento	VSd-min [kN]	VRd,c [KN]	VRd,c>VSd
101	263.17	179.39	NON VERIFICATO
201	93.33	179.39	VERIFICATO
301	235.07	179.39	NON VERIFICATO
102	304.38	179.39	NON VERIFICATO
202	147.60	179.39	VERIFICATO
302	141.29	179.39	VERIFICATO
103	304.38	179.39	NON VERIFICATO
203	147.60	179.39	VERIFICATO
303	141.29	179.39	VERIFICATO
104	242.98	179.39	NON VERIFICATO
204	53.88	179.39	VERIFICATO
304	215.91	179.39	NON VERIFICATO

Nonostante in alcuni elementi la verifica sia soddisfatta, è comunque necessario per l'elemento pilastro inserire armatura trasversale.

Di conseguenza nella zona non dissipativa, si considerano staffe orizzontali chiuse a quattro bracci da 8 mm, corrispondenti ad un'area pari a 251 mm² e con un passo di 200 mm ($\Phi 8/20$).

Si può notare che tali considerazioni, soddisfano i requisiti minimi di armatura e passo delle staffe, di cui al § 4.1.6 delle NTC2018.

Ne segue che ipotizzando il termine $\cot a\Theta$ pari a 2.5, è possibile ricavare i valori di taglio resistente di progetto lato calcestruzzo (VRcd) e lato staffe (VRsd).

La Tabella 4.70 racchiude i valori di V_{Rsd} e V_{Rcd}, ricavati al variare del relativo sforzo normale N_{Sd-max} e N_{Sd-min} delle Tabelle 4.60-a e 4.61-a, nelle sezioni di estremità più sollecitate.

Elemento	VRcd-max $[kN]$	VRsd-max [kN]	VRcd-min [kN]	VRsd-min [kN]
101	735.31	599.66	764.68	599.66
201	722.58	599.66	739.46	599.66
301	709.01	599.66	714.77	599.66
102	791.20	599.66	797.76	599.66
202	757.21	599.66	760.55	599.66
302	723.13	599.66	723.74	599.66
103	791.20	599.66	797.76	599.66
203	757.21	599.66	760.55	599.66
303	723.13	599.66	723.74	599.66
104	735.31	599.66	764.68	599.66
204	722.58	599.66	739.46	599.66
304	709.01	599.66	714.77	599.66

Tabella 4.70: Valori di VRsd e VRcd nelle sezioni di estremità più sollecitate.

Infine è possibile confrontare gli sforzi sollecitanti con quelli resistenti, corrispondenti agli sforzi taglianti di progetto lato staffe VRsd-max e VRsd-min.

Le Tabelle 4.71 e 4.72 riportano le verifiche a taglio nelle sezioni di estremità, per elementi con armatura trasversale e considerando entrambi i versi del sisma.

Elemento	VSd-max [kN]	VRd [KN]	VRd>VSd
101	228.59	599.66	VERIFICATO
201	53.88	599.66	VERIFICATO
301	213.11	599.66	VERIFICATO
102	302.58	599.66	VERIFICATO
202	147.43	599.66	VERIFICATO
302	141.63	599.66	VERIFICATO
103	302.58	599.66	VERIFICATO
203	147.43	599.66	VERIFICATO
303	141.63	599.66	VERIFICATO
104	248.51	599.66	VERIFICATO
204	93.32	599.66	VERIFICATO
304	232.53	599.66	VERIFICATO

Tabella 4.71: Verifica a taglio nelle sezioni di estremità, per elementi con armaturatrasversale e considerando il verso positivo del sisma.

Tabella 4.72: Verifica a taglio nelle sezioni di estremità, per elementi con armaturatrasversale e considerando il verso negativo del sisma.

Elemento	VSd-min [kN]	VRd [KN]	VRd > VSd
101	263.17	599.66	VERIFICATO
201	93.33	599.66	VERIFICATO
301	235.07	599.66	VERIFICATO
102	304.38	599.66	VERIFICATO
202	147.60	599.66	VERIFICATO
302	141.29	599.66	VERIFICATO
103	304.38	599.66	VERIFICATO
203	147.60	599.66	VERIFICATO
303	141.29	599.66	VERIFICATO
104	242.98	599.66	VERIFICATO
204	53.88	599.66	VERIFICATO
304	215.91	599.66	VERIFICATO

Di conseguenza in tutti i pilastri la sezione 50x60 cm presenta staffe a quattro bracci $\Phi 8/20$ nella zona non dissipativa.

• Classe di duttilità alta (CD"A"): la Normativa prevede di effettuare le verifiche a presso-flessione e a taglio, facendo riferimento ai relativi fattori di sovraresistenza di cui al § 7.2.2.

Inoltre il rapporto tra sforzo normale sollecitante e resistente del solo calcestruzzo, deve essere minore di 0.55.

 Verifica a compressione del calcestruzzo: tale verifica deve essere soddisfatta per entrambi i versi del sisma.

Le Tabelle 4.73 e 4.74 restituiscono i valori di sforzo sollecitante (NSd) e sforzo resistente del calcestruzzo (NRd,c) ridotto del 45%, per le estremità di ogni pilastro.

Elemento	Posizione [m]	$0.55 \cdot \mathrm{NRd} \ [\mathrm{kN}]$	NSd [kN]	$ \mathrm{NSd} {<}0.55\cdot\mathrm{NRd}$
101	0	2328.15	297.74	VERIFICATO
101	3	2328.15	275.24	VERIFICATO
201	0	2328.15	193.23	VERIFICATO
201	3	2328.15	170.74	VERIFICATO
301	0	2328.15	84.65	VERIFICATO
301	3	2328.15	62.16	VERIFICATO
102	0	2328.15	666.57	VERIFICATO
102	3	2328.15	644.07	VERIFICATO
202	0	2328.15	423.13	VERIFICATO
202	3	2328.15	400.63	VERIFICATO
302	0	2328.15	179.45	VERIFICATO
302	3	2328.15	156.95	VERIFICATO
103	0	2328.15	666.57	VERIFICATO
103	3	2328.15	644.07	VERIFICATO
203	0	2328.15	423.13	VERIFICATO
203	3	2328.15	400.63	VERIFICATO
303	0	2328.15	179.45	VERIFICATO
303	3	2328.15	156.95	VERIFICATO
104	0	2328.15	297.74	VERIFICATO
104	3	2328.15	275.24	VERIFICATO
204	0	2328.15	193.23	VERIFICATO
204	3	2328.15	170.74	VERIFICATO
304	0	2328.15	84.65	VERIFICATO
304	3	2328.15	62.16	VERIFICATO

Tabella 4.73: Sforzo resistente del calcestruzzo NRd,c ridotto del 45% e sforzosollecitante NSd, riferito al verso positivo del sisma.

Elemento	Posizione [m]	0.55 · NRd [kN]	NSd [kN]	$ \mathrm{NSd} {<}0.55\cdot\mathrm{NRd}$
101	0	2328.15	443.31	VERIFICATO
101	3	2328.15	420.81	VERIFICATO
201	0	2328.15	277.05	VERIFICATO
201	3	2328.15	254.55	VERIFICATO
301	0	2328.15	112.72	VERIFICATO
301	3	2328.15	90.23	VERIFICATO
102	0	2328.15	709.16	VERIFICATO
102	3	2328.15	686.67	VERIFICATO
202	0	2328.15	444.72	VERIFICATO
202	3	2328.15	422.22	VERIFICATO
302	0	2328.15	182.63	VERIFICATO
302	3	2328.15	160.14	VERIFICATO
103	0	2328.15	709.16	VERIFICATO
103	3	2328.15	686.67	VERIFICATO
203	0	2328.15	444.72	VERIFICATO
203	3	2328.15	422.22	VERIFICATO
303	0	2328.15	182.63	VERIFICATO
303	3	2328.15	160.14	VERIFICATO
104	0	2328.15	443.31	VERIFICATO
104	3	2328.15	420.81	VERIFICATO
204	0	2328.15	277.05	VERIFICATO
204	3	2328.15	254.55	VERIFICATO
304	0	2328.15	112.72	VERIFICATO
304	3	2328.15	90.23	VERIFICATO

Tabella 4.74: Sforzo resistente del calcestruzzo NRd,c ridotto del 45% e sforzosollecitante NSd, riferito al verso negativo del sisma.

 Verifica a presso-flessione semplice: prevede di ipotizzare delle armature longitudinali, le quali devono determinare un momento flettente resistente di progetto (MRd) in ogni pilastro, tale da soddisfare la Relazione [7.4.4] di cui al § 7.4.4.2.1.

A tal proposito si considera una sezione trasversale 50x60 cm, con un copriferro nominale pari a 40 mm, staffe orizzontali chiuse a quattro bracci da 8 mm e 14 ferri longitudinali da 20 mm (14 Φ 20) equamente disposti pari ad un'area As = 4398 mm².

Tale sezione è stata ipotizzata per tutti gli elementi pilastro.

Di conseguenza riferendosi al corrispondente sforzo normale (Nsd) di Tabella 4.24-b, è possibile calcolare il momento resistente nelle diverse colonne (Mc,Rd), per ogni verso dell'azione sismica.

Le Tabelle 4.60-b e 4.61-b racchiudono i moduli di NSd e Mc,Rd, riferiti alle sezioni di estremità di ogni pilastro e per un verso positivo e negativo dell'azione sismica.

Elemento	Posizione [m]	NSd-max [kN]	Mc,Rd-max [KN-m]
101	0	297.74	463.38
101	3	275.24	459.10
201	0	193.23	447.26
201	3	170.74	442.67
301	0	84.65	428.90
301	3	62.16	426.35
102	0	666.57	515.34
102	3	644.07	513.30
202	0	423.13	482.03
202	3	400.63	478.17
302	0	179.45	444.26
302	3	156.95	441.08
103	0	666.57	515.34
103	3	644.07	513.30
203	0	423.13	482.03
203	3	400.63	478.17
303	0	179.45	444.26
303	3	156.95	441.08
104	0	297.74	463.38
104	3	275.24	459.10
204	0	193.23	447.26
204	3	170.74	442.67
304	0	84.65	428.90
304	3	62.16	426.35

Tabella 4.60-b: Valori di NSd-max e Mc,Rd-max riferiti ad un verso positivodell'azione sismica.

Tabella 4.61-b: Valori di NSd-min e Mc,Rd-min riferiti ad un verso negativodell'azione sismica.

Elemento	Posizione [m]	NSd-min [kN]	Mc,Rd-min [KN-m]
101	0	443.31	484.55
101	3	420.81	482.03
201	0	277.05	460.56
201	3	254.55	456.25
301	0	112.72	434.74

301	3	90.23	431.20
102	0	709.16	519.43
102	3	686.67	517.43
202	0	444.72	485.84
202	3	422.22	482.03
302	0	182.63	445.76
302	3	160.14	441.08
103	0	709.16	519.43
103	3	686.67	517.43
203	0	444.72	485.84
203	3	422.22	482.03
303	0	182.63	445.76
303	3	160.14	441.08
104	0	443.31	484.55
104	3	420.81	482.03
204	0	277.05	460.56
204	3	254.55	456.25
304	0	112.72	434.74
304	3	90.23	431.20

Infine per entrambi i versi del sisma, è possibile effettuare la verifica considerando i momenti flettenti resistenti di progetto di colonne $(M_{c,Rd})$ e travi $(M_{b,Rd})$, che concorrono all'equilibrio di ogni nodo in Figura 3.1.

Le Tabelle 4.62-b e 4.63-b, riportano i valori di $M_{c,Rd}$ e $M_{b,Rd}$ degli elementi che equilibrano i diversi nodi e per entrambi i versi del sisma.

Nodo	Pilastro	Mc,Rd-max [KN-m]	Trave	Mb,Rd-max [KN-m]	
0	101	459.10	1001	100.00	
2	201	447.26	1001	122.32	
2	201	442.67	9001	100.00	
3	301	428.90	2001	122.32	
C	102	513.30	1001	211.86	
6	202	482.03	1002	122.32	
7	202	478.17	2001	211.86	
	302	444.26	2002	122.32	
10	103	513.30	1002	211.86	
10	203	482.03	1003	122.32	
11	203	478.17	2002	211.86	
	303	444.26	2003	122.32	

Tabella 4.62-b: Valori di Mc,Rd-max e Mb,Rd-max per un verso positivo del sisma.

14	104	459.10	1002	011.00
14	204	447.26	1003	211.80
15	204	442.67	2002	011 06
10	304	428.90	2003	211.80

Tabella 4.63-b: Valori di Mc,Rd-min e Mb,Rd-min per un verso negativo del sisma.

Nodo	Pilastro	Mc,Rd-min [KN-m]	Trave	Mb,Rd-min [KN-m]	
0	101	482.03	1001	011.00	
Z	201	460.56	1001	211.80	
2	201	456.25	9001	011.00	
3	301	434.74	2001	211.80	
C	102	517.43	1001	122.32	
0	202	485.84	1002	211.86	
7	202	482.03	2001	122.32	
(302	445.76	2002	211.86	
10	103	517.43	1002	122.32	
10	203	485.84	1003	211.86	
11	203	482.03	2002	122.32	
11	303	445.76	2003	211.86	
14	104	482.03	1009	122.32	
14	204	460.56	1003		
15	204	456.25	2002	100.20	
61	304	434.74	2003	122.32	

Le Tabelle 4.64-b e 4.65-b si riferiscono alle corrispondenti verifiche dei pannelli nodali.

Tabella 4.64-b: Verifica dei pannelli nodali per un verso positivo del sisma.

Nodo	Σ Mc,Rd [KN-m]	$\gamma_{ m Rd} \cdot \Sigma_{ m Mb, Rd}$ [KN-m]	$\Sigma \mathrm{Mc,Rd} > \Upsilon \mathrm{Rd} \cdot \Sigma \mathrm{Mb,Rd}$
2	906.36	159.02	VERIFICATO
3	871.57	159.02	VERIFICATO
6	995.33	434.43	VERIFICATO
7	922.43	434.43	VERIFICATO
10	995.33	434.43	VERIFICATO
11	922.43	434.43	VERIFICATO
14	906.36	275.41	VERIFICATO
15	871.57	275.41	VERIFICATO

Nodo	Σ Mc,Rd [KN-m]	$\gamma_{ m Rd} \cdot \Sigma_{ m Mb, Rd} \ [m KN-m]$	$\Sigma_{\mathrm{Mc,Rd}} > \Upsilon_{\mathrm{Rd}} \cdot \Sigma_{\mathrm{Mb,Rd}}$
2	942.59	275.41	VERIFICATO
3	890.99	275.41	VERIFICATO
6	1003.28	434.43	VERIFICATO
7	927.79	434.43	VERIFICATO
10	1003.28	434.43	VERIFICATO
11	927.79	434.43	VERIFICATO
14	942.59	159.02	VERIFICATO
15	890.99	159.02	VERIFICATO

Tabella 4.65-b: Verifica dei pannelli nodali per un verso negativo del sisma.

Di conseguenza in tutti i pilastri la sezione 50x60 cm presenta $14\Phi 20$ equamente distribuiti.

 Verifica a taglio: prevede di ipotizzare delle armature trasversali, le quali devono determinare uno sforzo tagliante resistente di progetto (VRd) maggiore di quello sollecitante (VSd).

A tal proposito, per la sezione di tutti gli elementi pilastro, valgono le stesse ipotesi della verifica a presso-flessione semplice.

Successivamente riferendosi al § 7.4.4.2.1 delle NTC2018 e della relativa Circolare, si ricavano lo sforzo sollecitante di progetto massimo (VSd-max) e quello minimo (VSd-min), equivalenti ad un verso positivo e negativo del sisma.

Tali sollecitazioni seguono il concetto di capacity design nel caso di plasticizzazione delle sezioni di estremità delle travi, e derivano dall'equilibrio dei momenti flettenti (M_{i,d}) all'estremità di ogni pilastro, ricavati rispettivamente dai risultati delle Tabelle 4.62-b e 4.63-b.

Le Tabelle 4.75 e 4.76 riportano i valori delle sollecitazioni flettenti Mi,d e taglianti VSd-max e VSd-min, relative alle estremità di ogni colonna e per entrambi i versi del sisma.

Tabella 4.75: Sollecitazi	one flettente Mi,d	l-max e tagliante	VSd-max,	relative	alle
estremità di og	ni colonna e per ι	un verso positivo	o del sism	a.	

Elemento	Posizione [m]	Mi,d-max [kN-m]	VSd-max [kN]
101	0	463.38	273.18
101	3	61.96	273.18
201	0	60.36	63.69

201	3	62.13	63.69
301	0	60.19	253.01
301	3	426.35	253.01
102	0	515.34	357.59
102	3	172.34	357.59
202	0	161.84	174.24
202	3	173.23	174.24
302	0	160.95	167.38
302	3	160.95	167.38
103	0	515.34	357.59
103	3	172.34	357.59
203	0	161.84	174.24
203	3	173.23	174.24
303	0	160.95	167.38
303	3	160.95	167.38
104	0	463.38	296.76
104	3	107.31	296.76
204	0	104.54	110.32
204	3	107.60	110.32
304	0	104.25	275.92
304	3	426.35	275.92

Tabella 4.76: Sollecitazione flettente Mi,d-min e tagliante VSd-min, relative alleestremità di ogni colonna e per un verso negativo del sisma.

Elemento	Posizione [m]	Mi,d-min [kN-m]	VSd-min [kN]
101	0	484.55	308.30
101	3	108.34	308.30
201	0	103.52	110.24
201	3	108.48	110.24
301	0	103.37	277.98
301	3	431.20	277.98
102	0	519.43	359.73
102	3	172.35	359.73
202	0	161.83	174.43
202	3	173.62	174.43
302	0	160.56	166.98
302	3	160.56	166.98
103	0	519.43	359.73
103	3	172.35	359.73
203	0	161.83	174.43
203	3	173.62	174.43

303	0	160.56	166.98
303	3	160.56	166.98
104	0	484.55	284.49
104	3	62.55	284.49
204	0	59.77	63.65
204	3	62.64	63.65
304	0	59.68	255.26
304	3	431.20	255.26

A questo punto, riferendosi al § 4.1.2.3.5 delle NTC2018, si ipotizzano inizialmente elementi non armati a taglio.

Ne segue che per entrambi i versi del sisma, si definiscono gli sforzi taglianti di progetto relativi alla sola resistenza del calcestruzzo VRd,c-max e VRd,c-min, e da questi il confronto con i rispettivi sforzi di taglio sollecitanti.

Le Tabelle 4.77 e 4.78 riportano le verifiche a taglio delle sollecitazioni VSd-max e VSd-min, nelle sezioni di estremità e per elementi senza armatura trasversale.

Tabella 4.77: Verifica a	a taglio di VSd-ma	ax, nelle sezioni	di estremita	à e per e	lementi
	senza armatu	ra trasversale.			

Elemento	VSd-max [kN]	VRd,c [KN]	$\mathbf{V}\mathbf{R}\mathbf{d},\mathbf{c}\!>\!\mathbf{V}\mathbf{S}\mathbf{d}$
101	273.18	179.39	NON VERIFICATO
201	63.69	179.39	VERIFICATO
301	253.01	179.39	NON VERIFICATO
102	357.59	179.39	NON VERIFICATO
202	174.24	179.39	VERIFICATO
302	167.38	179.39	VERIFICATO
103	357.59	179.39	NON VERIFICATO
203	174.24	179.39	VERIFICATO
303	167.38	179.39	VERIFICATO
104	296.76	179.39	NON VERIFICATO
204	110.32	179.39	VERIFICATO
304	275.92	179.39	NON VERIFICATO

Tabella 4.78: Verifica a taglio di VSd-min, nelle sezioni di estremità e per elementisenza armatura trasversale.

Elemento	VSd-min [kN]	VRd,c [KN]	$\mathbf{V}\mathbf{R}\mathbf{d},\mathbf{c}{>}\mathbf{V}\mathbf{S}\mathbf{d}$
101	308.30	179.39	NON VERIFICATO
201	110.24	179.39	VERIFICATO
301	277.98	179.39	NON VERIFICATO

102	359.73	179.39	NON VERIFICATO
202	174.43	179.39	VERIFICATO
302	166.98	179.39	VERIFICATO
103	359.73	179.39	NON VERIFICATO
203	174.43	179.39	VERIFICATO
303	166.98	179.39	VERIFICATO
104	284.49	179.39	NON VERIFICATO
204	63.65	179.39	VERIFICATO
304	255.26	179.39	NON VERIFICATO

Nonostante in alcuni elementi la verifica sia soddisfatta, è comunque necessario per l'elemento pilastro inserire armatura trasversale.

Di conseguenza nella zona non dissipativa, si considerano staffe orizzontali chiuse a quattro bracci da 8 mm, corrispondenti ad un'area pari a 251 mm² e con un passo di 200 mm (Φ 8/20).

Si può notare che tali considerazioni, soddisfano i requisiti minimi di armatura e passo delle staffe, di cui al § 4.1.6 delle NTC2018.

Ne segue che ipotizzando il termine $\cot a\Theta$ pari a 2.5, è possibile ricavare i valori di taglio resistente di progetto lato calcestruzzo (VRcd) e lato staffe (VRsd), riportati in Tabella 4.70.

Infine è possibile confrontare gli sforzi sollecitanti con quelli resistenti, corrispondenti agli sforzi taglianti di progetto lato staffe VRsd-max e VRsd-min.

Le Tabelle 4.79 e 4.80 riportano le verifiche a taglio nelle sezioni di estremità, per elementi con armatura trasversale e considerando entrambi i versi del sisma.

Elemento	VSd-max [kN]	VRd [KN]	$\mathbf{V}\mathbf{R}\mathbf{d}{>}\mathbf{V}\mathbf{S}\mathbf{d}$
101	273.18	599.66	VERIFICATO
201	63.69	599.66	VERIFICATO
301	253.01	599.66	VERIFICATO
102	357.59	599.66	VERIFICATO
202	174.24	599.66	VERIFICATO
302	167.38	599.66	VERIFICATO
103	357.59	599.66	VERIFICATO
203	174.24	599.66	VERIFICATO
303	167.38	599.66	VERIFICATO

Tabella 4.79: Verifica a taglio nelle sezioni di estremità, per elementi con armaturatrasversale e considerando il verso positivo del sisma.

104	296.76	599.66	VERIFICATO
204	110.32	599.66	VERIFICATO
304	275.92	599.66	VERIFICATO

Tabella 4.80: Verifica a taglio nelle sezioni di estremità, per elementi con armaturatrasversale e considerando il verso negativo del sisma.

Elemento	VSd-min [kN]	VRd [KN]	$\mathbf{VRd}{>}\mathbf{VSd}$
101	308.30	599.66	VERIFICATO
201	110.24	599.66	VERIFICATO
301	277.98	599.66	VERIFICATO
102	359.73	599.66	VERIFICATO
202	174.43	599.66	VERIFICATO
302	166.98	599.66	VERIFICATO
103	359.73	599.66	VERIFICATO
203	174.43	599.66	VERIFICATO
303	166.98	599.66	VERIFICATO
104	284.49	599.66	VERIFICATO
204	63.65	599.66	VERIFICATO
304	255.26	599.66	VERIFICATO

Di conseguenza in tutti i pilastri la sezione 50x60 cm presenta staffe a quattro bracci $\Phi 8/20$ nella zona non dissipativa.

4.4.2.4 Dettagli costruttivi

Tutti gli elementi pilastro, essendo in campo sismico, devono soddisfare i requisiti legati all'armatura longitudinale, all'armatura trasversale e di duttilità, di cui al § 7.4.6.2.2 della Normativa Italiana.

• Armature longitudinali: la relazione deve essere soddisfatta in tutte le sezioni dei diversi pilastri.

Di conseguenza si considera un'armatura pari a As = 4398 mm² (14 Φ 20).

Tale considerazione permette di ricavare una percentuale geometrica di armatura longitudinale pari a1.5%.

Inoltre devono essere verificate anche le sezioni di sovrapposizione delle armature.

A tal proposito si considera una percentuale di armatura soprapposta minore del 50% della totalità.

Ciò è soddisfatto dividendo $6\Phi 20$, $4\Phi 20$ e $4\Phi 20$, rispettivamente in sezioni diverse e seguendo le prescrizioni di cui al § 4.1.6 delle NTC2018.

In questi casi la percentuale geometrica di armatura vale 2.1%, 1.9% e 1.9%.

La relazione poi si riferisce ad un limite inferiore pari a 1% e ad un limite superiore pari a 4%.

La Tabella 4.81 riporta la verifica nelle sezioni di non sovrapposizione e di sovrapposizione dei $6\Phi 20$, $4\Phi 20$ e $4\Phi 20$, valida per tutti i pilastri.

Tabella 4.81: Verifica nelle sezioni di non sovrapposizione e di sovrapposizione dei $6\Phi 20$, $4\Phi 20$ e $4\Phi 20$.

Sezioni	P [%]	emin [%]	ρ max [%]	VERIFICA (?)
Non sovrapposizione	1.5	1	4	VERIFICATO
Sovrapposizione $6\Phi20$	2.1	1	4	VERIFICATO
Sovrapposizione $4\Phi 20$	1.9	1	4	VERIFICATO
Sovrapposizione $4\Phi 20$	1.9	1	4	VERIFICATO

Quindi, considerando i limiti di Normativa, la verifica risulta soddisfatta.

• Armature trasversali: in questo caso si definisce il passo delle staffe nelle zone dissipative, in funzione della classe di duttilità considerata.

Infatti nel caso di Classe di duttilità media (CD"B"), si ricava un passo massimo pari a 160 mm mentre, nel caso di Classe di duttilità alta (CD"A"), si ricava un passo massimo pari a 120 mm.

In entrambi le situazioni, si considera una zona dissipativa lunga 600 mm.

• Criterio di duttilità: nel quale bisogna soddisfare la Relazione [7.4.29] delle NTC2018, nelle zone dissipative di tutti i pilastri rettangolari di sezione (bc x hc).

Inoltre, per ogni elemento, si considera la forza assiale adimensionalizzata di progetto (ν d), relativa ad entrambi i versi del sisma e classi di duttilità delle Tabelle 4.60-a, 4.60-b, 4.61-a e 4.61-b.

Innanzitutto si ricava il rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento (ω wd) pari a 0.270, considerando un volume delle staffe di

confinamento e un volume del nucleo di calcestruzzo, uguali a 246033 \rm{mm}^3 e 25313280 $\rm{mm}^3.$

Tale risultato soddisfa i requisiti di Normativa essendo maggiore di 0.08 e di 0.12, nel caso di Classe di duttilità alta (CD"A").

Il coefficiente di efficacia del confinamento (α) è pari a 0.632 ed equivale al prodotto dei coefficienti α n e α s.

Questi coefficienti equivalgono rispettivamente 0.838 e 0.754 e si riferiscono ad una distanza tra armature longitudinali contenute (bi) pari a 121 mm, larghezza del nucleo confinato (b0) pari a 412 mm, profondità del nucleo confinato (h0) pari a 512 mm e ad un passo delle staffe pari a 120 mm.

Le domande in duttilità di curvatura ($\mu\Phi$) allo SLC valgono 11.30 e 16.88, rispettivamente per i valori q₀ in classe CD"B" e CD"A". Si utilizza la relazione apposita in cui il periodo proprio fondamentale della struttura T₁ = 0.31 s, è minore di quello corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante T_C = 0.47 s.

Le Tabelle 4.82-a e 4.83-a riportano le verifiche del criterio di duttilità, riferite alle sezioni di estremità di tutti i pilastri e per uno sforzo normale adimensionalizzato vd-max e vd-min, corrispondente ad un verso positivo e negativo del sisma per la classe di duttilità CD"B".

Elemento	Posizione [m]	va [-]	$\alpha\cdot\omega_{\rm wd}$	$30\mu_{m \varphi}\cdot {f v}_{m d}\cdot {f \epsilon}_{sy, m d}\cdot {f b}_{m c}/{f b}_0$ - 0.035	VERIFICA (?)
101	0	0.063	0.170	0.016	VERIFICATO
101	3	0.057	0.170	0.011	VERIFICATO
201	0	0.041	0.170	-0.002	VERIFICATO
201	3	0.036	0.170	-0.006	VERIFICATO
301	0	0.018	0.170	-0.020	VERIFICATO
301	3	0.013	0.170	-0.024	VERIFICATO
102	0	0.157	0.170	0.091	VERIFICATO
102	3	0.152	0.170	0.087	VERIFICATO
202	0	0.100	0.170	0.045	VERIFICATO
202	3	0.094	0.170	0.041	VERIFICATO
302	0	0.042	0.170	-0.001	VERIFICATO
302	3	0.037	0.170	-0.005	VERIFICATO
103	0	0.157	0.170	0.091	VERIFICATO
103	3	0.152	0.170	0.087	VERIFICATO
203	0	0.100	0.170	0.045	VERIFICATO
203	3	0.094	0.170	0.041	VERIFICATO

Tabella 4.82-a: Verifica riferita alle sezioni di estremità di tutti i pilastri, per la classedi duttilità CD"B" e per uno sforzo normale adimensionalizzato vd-max.

303	0	0.042	0.170	-0.001	VERIFICATO
303	3	0.037	0.170	-0.005	VERIFICATO
104	0	0.063	0.170	0.016	VERIFICATO
104	3	0.057	0.170	0.011	VERIFICATO
204	0	0.041	0.170	-0.002	VERIFICATO
204	3	0.036	0.170	-0.006	VERIFICATO
304	0	0.018	0.170	-0.020	VERIFICATO
304	3	0.013	0.170	-0.024	VERIFICATO

Tabella 4.83-a: Verifica riferita alle sezioni di estremità di tutti i pilastri, per la classedi duttilità CD"B" e per uno sforzo normale adimensionalizzato vd-min.

Elemento	Posizione [m]	vd [-]	$\boldsymbol{\alpha} \cdot \boldsymbol{\omega}_{\mathrm{wd}}$	$30\mu_{m{\varphi}}\cdot {m{v}_{d}}\cdot {m{\epsilon}_{sy,d}}\cdot {m{b}_{c}}/{m{b}_{0}}$ - 0.035	VERIFICA (?)
101	0	0.112	0.170	0.055	VERIFICATO
101	3	0.107	0.170	0.051	VERIFICATO
201	0	0.070	0.170	0.021	VERIFICATO
201	3	0.064	0.170	0.017	VERIFICATO
301	0	0.028	0.170	-0.012	VERIFICATO
301	3	0.023	0.170	-0.017	VERIFICATO
102	0	0.168	0.170	0.100	VERIFICATO
102	3	0.163	0.170	0.096	VERIFICATO
202	0	0.105	0.170	0.050	VERIFICATO
202	3	0.100	0.170	0.046	VERIFICATO
302	0	0.043	0.170	0.000	VERIFICATO
302	3	0.038	0.170	-0.004	VERIFICATO
103	0	0.168	0.170	0.100	VERIFICATO
103	3	0.163	0.170	0.096	VERIFICATO
203	0	0.105	0.170	0.050	VERIFICATO
203	3	0.100	0.170	0.046	VERIFICATO
303	0	0.043	0.170	0.000	VERIFICATO
303	3	0.038	0.170	-0.004	VERIFICATO
104	0	0.112	0.170	0.055	VERIFICATO
104	3	0.107	0.170	0.051	VERIFICATO
204	0	0.070	0.170	0.021	VERIFICATO
204	3	0.064	0.170	0.017	VERIFICATO
304	0	0.028	0.170	-0.012	VERIFICATO
304	3	0.023	0.170	-0.017	VERIFICATO

Le Tabelle 4.82-b e 4.83-b riportano le verifiche del criterio di duttilità, riferite alle sezioni di estremità di tutti i pilastri e per uno sforzo normale adimensionalizzato vd-max e vd-min, corrispondente ad un verso positivo e negativo del sisma per la classe di duttilità CD"A".

Elemento	Posizione [m]	vd [-]	$\alpha\cdot\omega_{\rm wd}$	$30\mu_{\Phi}\cdot v_{d}\cdot \epsilon_{sy,d}\cdot b_{c}/b_{0} - 0.035$	VERIFICA (?)
101	0	0.070	0.170	0.050	VERIFICATO
101	3	0.065	0.170	0.043	VERIFICATO
201	0	0.046	0.170	0.020	VERIFICATO
201	3	0.040	0.170	0.013	VERIFICATO
301	0	0.020	0.170	-0.011	VERIFICATO
301	3	0.015	0.170	-0.017	VERIFICATO
102	0	0.157	0.170	0.154	VERIFICATO
102	3	0.152	0.170	0.148	VERIFICATO
202	0	0.100	0.170	0.085	VERIFICATO
202	3	0.095	0.170	0.079	VERIFICATO
302	0	0.042	0.170	0.016	VERIFICATO
302	3	0.037	0.170	0.010	VERIFICATO
103	0	0.157	0.170	0.154	VERIFICATO
103	3	0.152	0.170	0.148	VERIFICATO
203	0	0.100	0.170	0.085	VERIFICATO
203	3	0.095	0.170	0.079	VERIFICATO
303	0	0.042	0.170	0.016	VERIFICATO
303	3	0.037	0.170	0.010	VERIFICATO
104	0	0.070	0.170	0.050	VERIFICATO
104	3	0.065	0.170	0.043	VERIFICATO
204	0	0.046	0.170	0.020	VERIFICATO
204	3	0.040	0.170	0.013	VERIFICATO
304	0	0.020	0.170	-0.011	VERIFICATO
304	3	0.015	0.170	-0.017	VERIFICATO

Tabella 4.82-b: Verifica riferita alle sezioni di estremità di tutti i pilastri, per la classedi duttilità CD"A" e per uno sforzo normale adimensionalizzato vd-max.

Tabella 4.83-b: Verifica riferita alle sezioni di estremità di tutti i pilastri, per la classedi duttilità CD"A" e per uno sforzo normale adimensionalizzato vd-min.

Elemento	Posizione [m]	vd [-]	$\boldsymbol{\alpha} \cdot \boldsymbol{\omega}_{\mathrm{wd}}$	$\begin{array}{l} 30\mu_{\varphi}\cdot\nu_{d}\cdot\boldsymbol{\epsilon}_{sy,d}\cdot\mathbf{b}_{c}/\mathbf{b}_{0} \text{ -} \\ 0.035 \end{array}$	VERIFICA (?)
101	0	0.105	0.170	0.091	VERIFICATO
101	3	0.099	0.170	0.085	VERIFICATO
201	0	0.065	0.170	0.044	VERIFICATO
201	3	0.060	0.170	0.037	VERIFICATO
301	0	0.027	0.170	-0.003	VERIFICATO
301	3	0.021	0.170	-0.009	VERIFICATO
102	0	0.168	0.170	0.166	VERIFICATO

102	3	0.162	0.170	0.160	VERIFICATO
202	0	0.105	0.170	0.091	VERIFICATO
202	3	0.100	0.170	0.085	VERIFICATO
302	0	0.043	0.170	0.017	VERIFICATO
302	3	0.038	0.170	0.010	VERIFICATO
103	0	0.168	0.170	0.166	VERIFICATO
103	3	0.162	0.170	0.160	VERIFICATO
203	0	0.105	0.170	0.091	VERIFICATO
203	3	0.100	0.170	0.085	VERIFICATO
303	0	0.043	0.170	0.017	VERIFICATO
303	3	0.038	0.170	0.010	VERIFICATO
104	0	0.105	0.170	0.091	VERIFICATO
104	3	0.099	0.170	0.085	VERIFICATO
204	0	0.065	0.170	0.044	VERIFICATO
204	3	0.060	0.170	0.037	VERIFICATO
304	0	0.027	0.170	-0.003	VERIFICATO
304	3	0.021	0.170	-0.009	VERIFICATO

In base a tutte le verifiche strutturali effettuate per l'elemento pilastro, si considera una sezione trasversale 50x60 cm, con un copriferro nominale pari a 40 mm e 14 ferri longitudinali da 20 mm (14 Φ 20) equamente disposti pari ad un'area As = 4398 mm². Inoltre, si hanno staffe a quattro bracci Φ 8/20 nella zona non dissipativa e Φ 8/12 in quelle dissipative di lunghezza 600 mm.

4.4.3 Nodi trave-pilastro

La procedura prevede di soddisfare le verifiche e i requisiti del § 7.4.4.3.1 delle NTC2018, considerando la resistenza a compressione e a trazione del puntone di calcestruzzo in ogni pannello nodale, e confrontandole con la relativa sollecitazione.

Inoltre per entrambi i versi del sisma, si considerano sia la classe di duttilità media (CD"B") sia la classe di duttilità alta (CD"A").

Infine lo sforzo normale e tagliante in ogni elemento, sono espressi in kiloNewton [kN].

4.4.3.1 Classe di duttilità media (CD"B")

La Normativa prevede di effettuare le verifiche a taglio in ogni nodo interno ed esterno, facendo riferimento ai relativi fattori di sovraresistenza di cui al § 7.2.2.

A tal proposito è possibile definire una sollecitazione tagliante nel nucleo di calcestruzzo del nodo (V_{jbd}) , considerando un'area dell'armatura superiore e inferiore

della trave pari a $A_{S1} = 1357 \text{ mm}^2 \text{ e } A_{S2} = 760 \text{ mm}^2 \text{ e uno sforzo tagliante nel pilastro sopra il nodo (V_C), derivante da entrambe i versi di analisi del sisma.$

Le Tabelle 4.84 e 4.85 riportano lo sforzo tagliante V_{jbd} in ogni nodo al variare dei moduli di VC-max e VC-min, riferite ad un verso positivo e negativo dell'azione sismica.

Nodo	Tipologia	Vc-max [kN]	Vjbd-max [kN]
2	NODO EXT.	83.98	500.19
3	NODO EXT.	56.01	528.16
4	NODO EXT.	56.01	528.16
6	NODO INT.	84.09	827.33
7	NODO INT.	47.43	863.99
8	NODO EXT.	47.43	536.74
10	NODO INT.	84.52	826.90
11	NODO INT.	48.79	862.62
12	NODO EXT.	48.79	535.38
14	NODO EXT.	21.11	563.06
15	NODO EXT.	12.18	571.99
16	NODO EXT.	12.18	571.99

Tabella 4.84: Sforzo tagliante Vjbd-max in ogni nodo, al variare del modulo di VC-max.

Tabella 4.85: Sforzo tagliante Vjbd-min in ogni nodo, al variare del modulo di VC-min.

Nodo	Tipologia	Vc-min [kN]	Vjbd-min [kN]
2	NODO EXT.	21.11	563.06
3	NODO EXT.	12.18	571.99
4	NODO EXT.	12.18	571.99
6	NODO INT.	84.52	826.90
7	NODO INT.	48.79	862.62
8	NODO EXT.	48.79	535.38
10	NODO INT.	84.09	827.33
11	NODO INT.	47.43	863.99
12	NODO EXT.	47.43	536.74
14	NODO EXT.	83.98	500.19
15	NODO EXT.	56.01	528.16
16	NODO EXT.	56.01	528.16

La capacità a compressione del puntone, si calcola considerando un coefficiente η pari a 0.43 per i nodi esterni e 0.54 per i nodi interni, larghezza effettiva del nodo (bj) pari a 500 mm, distanza tra le giaciture più esterne delle armature del pilastro (hjc) pari a 510 mm e forza assiale adimensionalizzata nel pilastro al di sopra del nodo (vd), funzione del verso del sisma. Le Tabelle 4.86 e 4.87 si riferiscono alla verifica a compressione del puntone di calcestruzzo nei nodi esterni ed interni e al variare degli sforzi vd-max e vd-min, riferiti ad un verso positivo e negativo dell'azione sismica.

Nodo	Vjbd-max [kN]	vd-max [-]	$\eta \cdot \mathrm{fcd} \cdot \mathrm{bj} \cdot \mathrm{hjc} \cdot \mathrm{radq}(1 - \nu \mathrm{d}/\eta) \; [\mathrm{kN}]$	VERIFICA (?)
2	500.19	0.041	1478.85	VERIFICATO
3	528.16	0.018	1521.48	VERIFICATO
4	528.16	0.013	1531.22	VERIFICATO
6	827.33	0.100	1755.32	VERIFICATO
7	863.99	0.042	1866.25	VERIFICATO
8	536.74	0.037	1487.11	VERIFICATO
10	826.90	0.100	1755.32	VERIFICATO
11	862.62	0.042	1866.25	VERIFICATO
12	535.38	0.037	1487.11	VERIFICATO
14	563.06	0.041	1478.85	VERIFICATO
15	571.99	0.018	1521.48	VERIFICATO
16	571.99	0.013	1531.22	VERIFICATO

Tabella 4.86: Verifica a compressione del puntone di calcestruzzo nei nodi esterni ed interni
e al variare dello sforzo vd-max.

Tabella 4.87: Verifica a compressione del puntone di calcestruzzo nei nodi esterni ed interni
e al variare dello sforzo vd-min.

Nodo	Vjbd-min [kN]	vd-min [-]	$\mathbf{\eta} \cdot \mathrm{fcd} \cdot \mathrm{bj} \cdot \mathrm{hjc} \cdot \mathrm{radq}(1 - \mathbf{v}\mathrm{d}/\mathbf{\eta}) \; [\mathrm{kN}]$	VERIFICA (?)
2	563.06	0.070	1423.99	VERIFICATO
3	571.99	0.028	1503.52	VERIFICATO
4	571.99	0.023	1513.37	VERIFICATO
6	826.90	0.105	1744.06	VERIFICATO
7	862.62	0.043	1864.31	VERIFICATO
8	535.38	0.038	1485.16	VERIFICATO
10	827.33	0.105	1744.06	VERIFICATO
11	863.99	0.043	1864.31	VERIFICATO
12	536.74	0.038	1485.16	VERIFICATO
14	500.19	0.070	1423.99	VERIFICATO
15	528.16	0.028	1503.52	VERIFICATO
16	528.16	0.023	1513.37	VERIFICATO

La capacità a trazione del puntone, invece, può essere identificata attraverso due differenti strade.
In questo caso è necessario trovare il quantitativo di staffe orizzontali che soddisfano le Relazioni [7.4.11] e [7.4.12] delle NTC2018, poiché corrispondono alla verifica più condizionante.

Queste disuguaglianze si riferiscono a quantità già definite e ad una forza assiale adimensionalizzata (vd) agente al di sopra del nodo, per i nodi interni e al di sotto del nodo, per i nodi esterni.

Di conseguenza si considerano staffe orizzontali chiuse a quattro bracci da 10 mm, corrispondenti ad un'area pari a 393 mm² e con un passo di 70 mm ($\Phi 10/7$).

Le Tabelle 4.88 e 4.89 si riferiscono alla verifica a trazione del puntone di calcestruzzo nei nodi esterni ed interni e al variare degli sforzi ν d-max e ν d-min, riferiti ad un verso positivo e negativo dell'azione sismica.

Nodo	vd-max [-]	${f Ash} \cdot {f fywd} \ [kN]$	$\begin{array}{c} \mathbf{Y} \mathbf{R} \mathbf{d} \cdot (\mathbf{A} \mathbf{S} 1 + \mathbf{A} \mathbf{S} 2) \cdot \mathbf{f} \mathbf{y} \mathbf{d} \\ \cdot (1 - 0 \cdot 8 \cdot \mathbf{v} \mathbf{d}) \\ \mathbf{[kN]} \end{array}$	$\begin{array}{l} \mathbf{Y} \mathtt{Rd} \cdot \mathtt{As2} \cdot \mathrm{fyd} \cdot \\ (1 - 0.8 \cdot \mathtt{vd}) \\ [\mathrm{kN}] \end{array}$	VERIFICA (?)
2	0.041	922.00	-	327.24	VERIFICATO
3	0.018	922.00	-	327.24	VERIFICATO
4	0.013	922.00	-	327.24	VERIFICATO
6	0.100	922.00	911.42	-	VERIFICATO
7	0.042	922.00	911.42	-	VERIFICATO
8	0.037	922.00	-	327.24	VERIFICATO
10	0.100	922.00	911.42	-	VERIFICATO
11	0.042	922.00	911.42	-	VERIFICATO
12	0.037	922.00	-	327.24	VERIFICATO
14	0.041	922.00	-	327.24	VERIFICATO
15	0.018	922.00	-	327.24	VERIFICATO
16	0.013	922.00	-	327.24	VERIFICATO

Tabella 4.88: Verifica a trazione del puntone di calcestruzzo nei nodi esterni ed interni e al
variare dello sforzo vd-max.

Tabella 4.89: Verifica a trazione del puntone di calcestruzzo nei nodi esterni ed interni e al
variare dello sforzo ν d-min.

Nodo	vd-min [-]	${f Ash} \cdot {f fywd} \ [kN]$	$egin{aligned} & \mathbf{Y} ext{Rd} \cdot (ext{As1} + ext{As2}) \cdot ext{fyd} \ & \cdot (1 - 0.8 \cdot ext{vd}) \ & [ext{kN}] \end{aligned}$	$egin{array}{llllllllllllllllllllllllllllllllllll$	VERIFICA (?)
2	0.070	922.00	-	327.24	VERIFICATO
3	0.028	922.00	-	327.24	VERIFICATO
4	0.023	922.00	-	327.24	VERIFICATO
6	0.105	922.00	911.42	-	VERIFICATO
7	0.043	922.00	911.42	-	VERIFICATO

8	0.038	922.00	-	327.24	VERIFICATO
10	0.105	922.00	911.42	_	VERIFICATO
11	0.043	922.00	911.42	_	VERIFICATO
12	0.038	922.00	-	327.24	VERIFICATO
14	0.070	922.00	-	327.24	VERIFICATO
15	0.028	922.00	-	327.24	VERIFICATO
16	0.023	922.00	_	327.24	VERIFICATO

Di conseguenza in tutti i nodi trave-pilastro sono disposte staffe a quattro bracci $\Phi 10/7$, equivalenti ad un'area totale Ash = 2356 mm².

4.4.3.2 Classe di duttilità alta (CD"A")

La Normativa prevede di effettuare le verifiche a taglio in ogni nodo interno ed esterno, facendo riferimento ai relativi fattori di sovraresistenza di cui al § 7.2.2.

A tal proposito è possibile definire una sollecitazione tagliante nel nucleo di calcestruzzo del nodo (V_{jbd}), considerando un'area dell'armatura superiore e inferiore della trave pari a $A_{S1} = 1357 \text{ mm}^2 \text{ e } A_{S2} = 760 \text{ mm}^2 \text{ e uno sforzo tagliante nel pilastro sopra il nodo (V_C), derivante da entrambi i versi di analisi del sisma.$

Le Tabelle 4.90 e 4.91 riportano lo sforzo tagliante V_{jbd} in ogni nodo al variare dei moduli di VC-max e VC-min, riferite ad un verso positivo e negativo dell'azione sismica.

Nodo	Tipologia	Vc-max [kN]	Vjbd-max [kN]
2	NODO EXT.	67.14	570.14
3	NODO EXT.	50.05	587.23
4	NODO EXT.	50.05	587.23
6	NODO INT.	57.00	937.28
7	NODO INT.	32.93	961.34
8	NODO EXT.	32.93	604.35
10	NODO INT.	57.43	936.85
11	NODO INT.	34.29	959.98
12	NODO EXT.	34.29	602.99
14	NODO EXT.	4.27	633.01
15	NODO EXT.	18.14	619.14
16	NODO EXT.	18.14	619.14

Tabella 4.90: Sforzo tagliante Vjbd-max in ogni nodo, al variare del modulo di VC-max.

Tabella 4.91: Sforzo tagliante Vjbd-min in ogni nodo, al variare del modulo di VC-min.

Nodo	Tipologia	Vc-min [kN]	Vjbd-min [kN]
2	NODO EXT.	4.27	633.01
3	NODO EXT.	18.14	619.14

4	NODO EXT.	18.14	619.14
6	NODO INT.	57.43	936.85
7	NODO INT.	34.29	959.98
8	NODO EXT.	34.29	602.99
10	NODO INT.	57.00	937.28
11	NODO INT.	32.93	961.34
12	NODO EXT.	32.93	604.35
14	NODO EXT.	67.14	570.14
15	NODO EXT.	50.05	587.23
16	NODO EXT.	50.05	587.23

La capacità a compressione del puntone, si calcola considerando un coefficiente η pari a 0.43 per i nodi esterni e 0.54 per i nodi interni, larghezza effettiva del nodo (b_j) pari a 500 mm, distanza tra le giaciture più esterne delle armature del pilastro (h_{jc}) pari a 510 mm e forza assiale adimensionalizzata nel pilastro al di sopra del nodo (vd), funzione del verso del sisma.

Le Tabelle 4.92 e 4.93 si riferiscono alla verifica a compressione del puntone di calcestruzzo nei nodi esterni ed interni e al variare degli sforzi v_{d-max} e v_{d-min} , riferiti ad un verso positivo e negativo dell'azione sismica.

Tabella	4.92 :	Verifica a	a compressione	del puntone d	i calcestruzzo	nei nodi	esterni	ed i	interni
			e al vari	are dello sforz	ο vd-max.				

Nodo	Vjbd-max [kN]	vd-max [-]	$\eta \cdot \mathrm{fcd} \cdot \mathrm{bj} \cdot \mathrm{hjc} \cdot \mathrm{radq}(1 - v\mathrm{d}/\eta) \; [\mathrm{kN}]$	VERIFICA (?)
2	570.14	0.046	1470.63	VERIFICATO
3	587.23	0.020	1518.64	VERIFICATO
4	587.23	0.015	1528.40	VERIFICATO
6	937.28	0.100	1754.79	VERIFICATO
7	961.34	0.042	1865.99	VERIFICATO
8	604.35	0.037	1486.85	VERIFICATO
10	936.85	0.100	1754.79	VERIFICATO
11	959.98	0.042	1865.99	VERIFICATO
12	602.99	0.037	1486.85	VERIFICATO
14	633.01	0.046	1470.63	VERIFICATO
15	619.14	0.020	1518.64	VERIFICATO
16	619.14	0.015	1528.40	VERIFICATO

Nodo	Vjbd-min [kN]	vd-min [-]	$\eta \cdot \mathrm{fcd} \cdot \mathrm{bj} \cdot \mathrm{hjc} \cdot \mathrm{radq}(1 - v\mathrm{d}/\eta) \ [\mathrm{kN}]$	VERIFICA (?)
2	633.01	0.065	1432.47	VERIFICATO
3	619.14	0.027	1506.38	VERIFICATO
4	619.14	0.021	1516.22	VERIFICATO
6	936.85	0.105	1744.60	VERIFICATO
7	959.98	0.043	1864.58	VERIFICATO
8	602.99	0.038	1485.43	VERIFICATO
10	937.28	0.105	1744.60	VERIFICATO
11	961.34	0.043	1864.58	VERIFICATO
12	604.35	0.038	1485.43	VERIFICATO
14	570.14	0.065	1432.47	VERIFICATO
15	587.23	0.027	1506.38	VERIFICATO
16	587.23	0.021	1516.22	VERIFICATO

Tabella 4.93: Verifica a compressione del puntone di calcestruzzo nei nodi esterni ed interni
e al variare dello sforzo vd-min.

La capacità a trazione del puntone, invece, può essere identificata attraverso due differenti strade.

In questo caso è necessario trovare il quantitativo di staffe orizzontali che soddisfano le Relazioni [7.4.11] e [7.4.12] delle NTC2018, poiché corrispondono alla verifica più condizionante.

Queste disuguaglianze si riferiscono a quantità già definite e ad una forza assiale adimensionalizzata (vd) agente al di sopra del nodo, per i nodi interni e al di sotto del nodo, per i nodi esterni.

Di conseguenza si considerano staffe orizzontali chiuse a quattro bracci da 10 mm, corrispondenti ad un'area pari a 393 mm² e con un passo di 60 mm ($\Phi 10/6$).

Le Tabelle 4.94 e 4.95 si riferiscono alla verifica a trazione del puntone di calcestruzzo nei nodi esterni ed interni e al variare degli sforzi ν d-max e ν d-min, riferiti ad un verso positivo e negativo dell'azione sismica.

Tabella 4.94: Verifica a trazione del puntone di calcestruzzo nei nodi esterni ed interni e al
variare dello sforzo vd-max.

Nodo	vd-max [-]	${ m Ash} \cdot { m fywd} \ [{ m kN}]$	YRd • (As1 + As2) • fyd • (1 - 0.8 • vd) [kN]	$egin{aligned} & YRd \cdot AS2 \cdot \mathrm{fyd} \cdot \ & (1 - 0.8 \cdot vd) \ & [\mathrm{kN}] \end{aligned}$	VERIFICA (?)
2	0.046	1075.65	-	357.00	VERIFICATO
3	0.020	1075.65	_	357.00	VERIFICATO

4	0.015	1075.65	-	357.00	VERIFICATO
6	0.100	1075.65	994.27	_	VERIFICATO
7	0.042	1075.65	994.27	_	VERIFICATO
8	0.037	1075.65	-	357.00	VERIFICATO
10	0.100	1075.65	994.27	_	VERIFICATO
11	0.042	1075.65	994.27	_	VERIFICATO
12	0.037	1075.65	-	357.00	VERIFICATO
14	0.046	1075.65	-	357.00	VERIFICATO
15	0.020	1075.65	-	357.00	VERIFICATO
16	0.015	1075.65	-	357.00	VERIFICATO

Tabella 4.95: Verifica a trazione del puntone di calcestruzzo nei nodi esterni ed interni e al
variare dello sforzo vd-min.

Nodo	vd-min [-]	${f Ash} \cdot {f fywd} \ [kN]$	$Y_{Rd} \cdot (AS1 + AS2) \cdot f_{yd}$ $\cdot (1 - 0.8 \cdot vd)$ [kN]	$egin{array}{lll} \mathbf{Y} \mathbf{Rd} \cdot \mathbf{As2} \cdot \mathbf{fyd} \cdot & \ & (1 - 0.8 \cdot \mathbf{vd}) & \ & \ & \ & \ & \ & \ & \ & \ & \ & $	VERIFICA (?)
2	0.065	1075.65	-	357.00	VERIFICATO
3	0.027	1075.65	-	357.00	VERIFICATO
4	0.021	1075.65	-	357.00	VERIFICATO
6	0.105	1075.65	994.27	-	VERIFICATO
7	0.043	1075.65	994.27	-	VERIFICATO
8	0.038	1075.65	-	357.00	VERIFICATO
10	0.105	1075.65	994.27	-	VERIFICATO
11	0.043	1075.65	994.27	-	VERIFICATO
12	0.038	1075.65	-	357.00	VERIFICATO
14	0.065	1075.65	-	357.00	VERIFICATO
15	0.027	1075.65	-	357.00	VERIFICATO
16	0.021	1075.65	-	357.00	VERIFICATO

Di conseguenza in tutti i nodi trave-pilastro sono disposte staffe orizzontali a quattro bracci $\Phi 10/6$, equivalenti ad un'area totale A_{sh} = 2749 mm².

In base alle considerazioni del paragrafo 4.4.3 fin qui effettuate, nell'elemento nodo trave-pilastro si considerano staffe orizzontali a quattro bracci $\Phi 10/6.$

La Figura 4.9 rappresenta le armature longitudinali del telaio (a), le staffe e una sezione caratteristica della trave (b) e le staffe e una sezione caratteristica del pilastro (c), con misure in millimetri [mm].



Figura 4.9: Armature longitudinali del telaio (a), staffe e una sezione caratteristica della trave (b) e staffe e una sezione caratteristica del pilastro (c).

4.5 Verifica spostamenti di interpiano NTC2018

La procedura consiste nell'utilizzo della combinazione SLD al fine di soddisfare la Relazione [7.3.11b] delle NTC2018.

Le Tabelle 4.27 e 4.29 racchiudono gli spostamenti di interpiano (dr), sia nel caso di membrature non fessurate che fessurate.

Di conseguenza è possibile effettuare la verifica considerando un fattore di comportamento q = 1 ed un'altezza di piano h pari a 3 m.

Le Tabelle 4.96 e 4.97 riportano le verifiche per i due spostamenti di interpiano, nel caso di membrature non fessurate e fessurate.

Tabella 4.96: Verifiche per i due spostamenti di interpiano, nel caso di membrature non
fessurate.

Piano	$\mathbf{q} \cdot \mathbf{dr} \ [\mathbf{mm}]$	0.0075 · h [mm]	VERIFICA (?)
1-2	3.9	22.5	VERIFICATO
2-3	2.6	22.5	VERIFICATO

Piano	$\mathbf{q} \cdot \mathbf{dr} \ [\mathbf{mm}]$	$0.0075 \cdot h \ [mm]$	VERIFICA (?)
1-2	6.6	22.5	VERIFICATO
2-3	4.8	22.5	VERIFICATO

Tabella 4.97: Verifiche per i due spostamenti di interpiano, nel caso di membraturefessurate.

4.6 Dimensionamento e verifica delle membrature EC8

La procedura consiste nell'utilizzo della combinazione sismica SLV riferita all'Eurocodice 8, al fine di calcolare l'armatura principale all'interno dei diversi elementi che costituiscono il modello.

Tali membrature seguono la denominazione riportata in Figura 3.1 e le ipotesi riferite al predimensionamento e ai materiali, di cui ai \S 3.1 e 4.2.1.

Inoltre la verifica strutturale non comprende i travetti dei solai, utilizzati solo nella definizione della massa totale del sistema.

4.6.1 Travi

Le sollecitazioni interne relative agli elementi trave, consistono nello sforzo normale in kilo-Newton [kN], sforzo tagliante in kilo-Newton [kN] e momento flettente in kilo-Newton metro [kN-m].

Si può però osservare che secondo la Normativa, le travi sono elementi prevalentemente inflessi nelle quali è possibile trascurare lo sforzo assiale.

Di conseguenza si eseguono verifiche a flessione semplice e a taglio, al fine di progettare rispettivamente le armature longitudinali e trasversali.

4.6.1.1 Combinazione sismica SLV

La verifica strutturale si riferisce sia alla classe di duttilità media (DCM) sia alla classe di duttilità alta (DCH) e deve soddisfare i requisiti di cui ai §§ 5.4.2.2, 5.4.3.1, 5.5.2.1 e 5.5.3.1.

• Classe di duttilità media (DCM): la Normativa prevede di effettuare le verifiche a flessione e a taglio, facendo riferimento ai fattori di sovraresistenza relativi alle formulazioni di § 5.4 dell'EC8.

 Verifica a flessione semplice: prevede di ipotizzare delle armature longitudinali, le quali devono determinare un momento flettente resistente di progetto (MRd) maggiore di quello sollecitante (MSd).

A tal proposito si considera una sezione trasversale 40x50 cm, con un copriferro nominale pari a 40 mm, staffe verticali chiuse a due bracci da 8 mm, 2 ferri longitudinali da 22 mm (2 Φ 22) in intradosso pari ad un'area As,inf = 760 mm² e 3 ferri longitudinali da 24 mm (3 Φ 24) in estradosso pari ad un'area As,sup = 1357 mm².

Tale sezione è stata ipotizzata per tutti gli elementi trave.

Di conseguenza si possono ricavare una distanza utile d pari a 440 mm e gli assi neutro $x_{pos} = 61$ mm e $x_{neg} = 83$ mm, relativi rispettivamente ad un momento flettente positivo e negativo.

Si può notare che tali considerazioni soddisfano i requisiti di armatura minima (di cui al § 4.1.6 delle NTC2018), poiché l'area minima dell'armatura longitudinale in zona tesa As,min vale 260 mm².

Ciò permette il calcolo dei relativi momenti resistenti e il confronto con quelli sollecitanti, equivalenti al modulo dei corrispondenti valori in Tabella 4.25-a.

La Tabella 4.98-a riporta la verifica a flessione nelle sezioni più sollecitate a momento flettente positivo.

Elemento	Posizione [m]	MSd [kN-m]	MRd [KN-m]	${f MRd}{ m >}{f MSd}$
1001	1.5	78.69	122.32	VERIFICATO
1002	2	67.54	122.32	VERIFICATO
1003	3.5	78.69	122.32	VERIFICATO
2001	2	70.05	122.32	VERIFICATO
2002	2	63.62	122.32	VERIFICATO
2003	3	70.05	122.32	VERIFICATO
3001	2	47.30	122.32	VERIFICATO
3002	2	38.78	122.32	VERIFICATO
3003	3	47.30	122.32	VERIFICATO

Tabella 4.98-a: Verifica a flessione nelle sezioni più sollecitate a momento flettentepositivo.

La Tabella 4.99-a riporta la verifica a flessione nelle sezioni più sollecitate a momento flettente negativo.

Elemento	Posizione [m]	MSd [kN-m]	MRd [KN-m]	${ m MRd}{ m >MSd}$
1001	5	209.91	211.86	VERIFICATO
1002	0	203.41	211.86	VERIFICATO
1003	0	209.91	211.86	VERIFICATO
2001	5	194.23	211.86	VERIFICATO
2002	0	191.92	211.86	VERIFICATO
2003	0	194.23	211.86	VERIFICATO
3001	5	119.14	211.86	VERIFICATO
3002	0	115.27	211.86	VERIFICATO
3003	0	119.14	211.86	VERIFICATO

 Tabella 4.99-a: Verifica a flessione nelle sezioni più sollecitate a momento flettente negativo.

Di conseguenza in tutte le travi la sezione 40x50 cm presenta $2\Phi 22$ in intradosso e $3\Phi 24$ in estradosso.

 Verifica a taglio: prevede di ipotizzare delle armature trasversali, le quali devono determinare uno sforzo tagliante resistente di progetto (VRd) maggiore di quello sollecitante (VSd).

A tal proposito, per la sezione di tutti gli elementi trave, valgono le stesse ipotesi della verifica a flessione semplice.

Successivamente riferendosi al § 5.4.2.2 dell'EC8, si ricavano lo sforzo sollecitante di progetto massimo (VSd-max) e quello minimo (VSd-min), equivalenti ad un verso positivo e negativo del sisma.

Tali sollecitazioni seguono il concetto di capacity design nel caso di plasticizzazione delle sezioni di estremità delle travi, e sono rispettivamente somma e differenza di un contributo relativo ai momenti resistenti alle estremità di ogni trave (Vm) e di un contributo relativo ai carichi statici (V0).

La Tabella 4.100 riporta i moduli delle sollecitazioni taglianti Vm, V0, VSd-max e VSd-min, relative alle estremità di ogni trave.

Elemento	Vm [kN]	V0 [kN]	VSd-max [kN]	VSd-min [kN]
1001	75.95	104.71	180.66	28.76
1002	75.95	104.71	180.66	28.76
1003	75.95	104.71	180.66	28.76

Tabella 4.100: Sollecitazioni taglianti Vm, V0, VSd-max e VSd-min, relative alleestremità di ogni trave.

2001	75.95	104.71	180.66	28.76
2002	75.95	104.71	180.66	28.76
2003	75.95	104.71	180.66	28.76
3001	75.95	68.85	144.80	7.10
3002	75.95	68.85	144.80	7.10
3003	75.95	68.85	144.80	7.10

Ne segue che riferendosi al § 4.1.2.3.5 delle NTC2018, si ipotizzano inizialmente elementi non armati a taglio.

Di conseguenza, per entrambi i versi del sisma, si definiscono gli sforzi taglianti di progetto relativi alla sola resistenza del calcestruzzo VRd,c-max e VRd,c-min, e da questi il confronto con i rispettivi sforzi di taglio sollecitanti in Tabella 4.100.

Le Tabelle 4.101 e 4.102 riportano le verifiche a taglio delle sollecitazioni VSdmax e VSd-min, nelle sezioni di estremità e per elementi senza armatura trasversale.

Elemento	VSd-max [kN]	VRd,c-max [KN]	VRd,c>VSd
1001	180.66	94.68	NON VERIFICATO
1002	180.66	94.68	NON VERIFICATO
1003	180.66	94.68	NON VERIFICATO
2001	180.66	94.68	NON VERIFICATO
2002	180.66	94.68	NON VERIFICATO
2003	180.66	94.68	NON VERIFICATO
3001	144.80	94.68	NON VERIFICATO
3002	144.80	94.68	NON VERIFICATO
3003	144.80	94.68	NON VERIFICATO

Tabella 4.101: Verifica a taglio di VSd-max, nelle sezioni di estremità e per elementisenza armatura trasversale.

Tabella 4.102: Verifica a taglio di VSd-min, nelle sezioni di estremità e per elementisenza armatura trasversale.

Elemento	VSd-min $ $ [kN]	VRd,c-min [KN]	${f VRd,c}{>}{f VSd}$
1001	28.76	78.05	VERIFICATO
1002	28.76	78.05	VERIFICATO
1003	28.76	78.05	VERIFICATO
2001	28.76	78.05	VERIFICATO
2002	28.76	78.05	VERIFICATO
2003	28.76	78.05	VERIFICATO

3001	7.10	78.05	VERIFICATO
3002	7.10	78.05	VERIFICATO
3003	7.10	78.05	VERIFICATO

Quindi è necessario inserire armatura trasversale negli elementi trave, secondo la verifica più condizionante di Tabella 4.101.

Di conseguenza si considera una staffa verticale chiusa da 8 mm, corrispondente ad un'area pari a 101 mm² e con un passo di 150 mm ($\Phi 8/15$).

Si può notare che tali considerazioni soddisfano i requisiti minimi di armatura e passo delle staffe, di cui al § 4.1.6 delle NTC2018.

Ne segue che ipotizzando il termine cotan Θ pari a 2.5, è possibile ricavare i valori di taglio resistente di progetto lato calcestruzzo (VRcd) e lato staffe (VRsd), equivalenti a 453.35 kN e 259.63 kN rispettivamente.

Infine è possibile confrontare gli sforzi sollecitanti con quello resistente, corrispondente allo sforzo tagliante di progetto lato staffe (VRsd).

La Tabella 4.103 riporta la verifica a taglio nelle sezioni di estremità, per elementi con armatura trasversale.

Elemento	VSd [kN]	VRd [KN]	$\mathbf{V}\mathbf{R}\mathbf{d}\mathbf{>}\mathbf{V}\mathbf{S}\mathbf{d}$
1001	180.66	259.63	VERIFICATO
1002	180.66	259.63	VERIFICATO
1003	180.66	259.63	VERIFICATO
2001	180.66	259.63	VERIFICATO
2002	180.66	259.63	VERIFICATO
2003	180.66	259.63	VERIFICATO
3001	144.80	259.63	VERIFICATO
3002	144.80	259.63	VERIFICATO
3003	144.80	259.63	VERIFICATO

Tabella 4.103: Verifica a taglio nelle sezioni di estremità, per elementi con armatura
trasversale.

Di conseguenza in tutte le travi la sezione 40x50 cm presenta staffe $\Phi 8/15.$

• Classe di duttilità alta (DCH): la Normativa prevede di effettuare le verifiche a flessione e a taglio, facendo riferimento ai fattori di sovraresistenza relativi al § 5.5 dell'EC8.

 Verifica a flessione semplice: prevede di ipotizzare delle armature longitudinali, le quali devono determinare un momento flettente resistente di progetto (MRd) maggiore di quello sollecitante (MSd).

A tal proposito si considera una sezione trasversale 40x50 cm, con un copriferro nominale pari a 40 mm, staffe verticali chiuse a due bracci da 8 mm, 2 ferri longitudinali da 22 mm (2 Φ 22) in intradosso pari ad un'area As,inf = 760 mm² e 3 ferri longitudinali da 24 mm (3 Φ 24) in estradosso pari ad un'area As,sup = 1357 mm².

Tale sezione è stata ipotizzata per tutti gli elementi trave.

Di conseguenza si possono ricavare una distanza utile d pari a 440 mm e gli assi neutro $x_{pos} = 61$ mm e $x_{neg} = 83$ mm, relativi rispettivamente ad un momento flettente positivo e negativo.

Si può notare che tali considerazioni soddisfano i requisiti di armatura minima (di cui al \S 4.1.6 delle NTC2018), poiché l'area minima dell'armatura longitudinale in zona tesa As,min vale 260 mm².

Ciò permette il calcolo dei relativi momenti resistenti e il confronto con quelli sollecitanti, equivalenti al modulo dei corrispondenti valori in Tabella 4.25-b.

La Tabella 4.98-b riporta la verifica a flessione nelle sezioni più sollecitate a momento flettente positivo.

Elemento	Posizione [m]	MSd [kN-m]	MRd [KN-m]	${ m MRd}{ m >MSd}$
1001	1.5	64.73	122.32	VERIFICATO
1002	2	57.67	122.32	VERIFICATO
1003	3.5	64.73	122.32	VERIFICATO
2001	2	60.91	122.32	VERIFICATO
2002	2	56.71	122.32	VERIFICATO
2003	3	60.91	122.32	VERIFICATO
3001	2	42.61	122.32	VERIFICATO
3002	2	35.53	122.32	VERIFICATO
3003	3	42.61	122.32	VERIFICATO

 Tabella 4.98-b: Verifica a flessione nelle sezioni più sollecitate a momento flettente positivo.

La Tabella 4.99-b riporta la verifica a flessione nelle sezioni più sollecitate a momento flettente negativo.

Elemento	Posizione [m]	[MSd] [kN-m]	MRd [KN-m]	${ m MRd}{ m >MSd}$
1001	5	173.70	211.86	VERIFICATO
1002	0	168.79	211.86	VERIFICATO
1003	0	173.70	211.86	VERIFICATO
2001	5	162.66	211.86	VERIFICATO
2002	0	161.06	211.86	VERIFICATO
2003	0	162.66	211.86	VERIFICATO
3001	5	102.03	211.86	VERIFICATO
3002	0	99.00	211.86	VERIFICATO
3003	0	102.03	211.86	VERIFICATO

 Tabella 4.99-b: Verifica a flessione nelle sezioni più sollecitate a momento flettente negativo.

Di conseguenza in tutte le travi la sezione 40x50 cm presenta $2\Phi 22$ in intradosso e $3\Phi 24$ in estradosso.

 Verifica a taglio: prevede di ipotizzare delle armature trasversali, le quali devono determinare uno sforzo tagliante resistente di progetto (VRd) maggiore di quello sollecitante (VSd).

A tal proposito, per la sezione di tutti gli elementi trave, valgono le stesse ipotesi della verifica a flessione semplice.

Successivamente riferendosi al § 5.5.2.1 dell'EC8, si ricavano lo sforzo sollecitante di progetto massimo (VSd-max) e quello minimo (VSd-min), equivalenti ad un verso positivo e negativo del sisma.

Tali sollecitazioni seguono il concetto di capacity design nel caso di plasticizzazione delle sezioni di estremità delle travi, e sono rispettivamente somma e differenza di un contributo relativo ai momenti resistenti alle estremità di ogni trave (V_m) e di un contributo relativo ai carichi statici (V_0) .

La Tabella 4.104 riporta i moduli delle sollecitazioni taglianti Vm, V0, VSd-max e VSd-min, relative alle estremità di ogni trave.

Elemento	Vm [kN]	V0 [kN]	VSd-max [kN]	VSd-min [kN]
1001	91.14	104.71	195.85	13.57
1002	91.14	104.71	195.85	13.57
1003	91.14	104.71	195.85	13.57

Tabella 4.104Sollecitazioni taglianti Vm, V0, VSd-max e VSd-min, relative alle
estremità di ogni trave.

2001	91.14	104.71	195.85	13.57
2002	91.14	104.71	195.85	13.57
2003	91.14	104.71	195.85	13.57
3001	91.14	68.85	159.99	22.29
3002	91.14	68.85	159.99	22.29
3003	91.14	68.85	159.99	22.29

Ne segue che riferendosi al § 4.1.2.3.5 delle NTC2018, si ipotizzano inizialmente elementi non armati a taglio.

Di conseguenza, per entrambi i versi del sisma, si definiscono gli sforzi taglianti di progetto relativi alla sola resistenza del calcestruzzo VRd,c-max e VRd,c-min, e da questi il confronto con i rispettivi sforzi di taglio sollecitanti in Tabella 4.104.

Le Tabelle 4.105 e 4.106 riportano le verifiche a taglio delle sollecitazioni VSdmax e VSd-min, nelle sezioni di estremità e per elementi senza armatura trasversale.

Elemento	VSd-max [kN]	VRd,c-max [KN]	VRd,c>VSd
1001	160.15	94.68	NON VERIFICATO
1002	160.15	94.68	NON VERIFICATO
1003	160.15	94.68	NON VERIFICATO
2001	160.15	94.68	NON VERIFICATO
2002	160.15	94.68	NON VERIFICATO
2003	160.15	94.68	NON VERIFICATO
3001	136.52	94.68	NON VERIFICATO
3002	136.52	94.68	NON VERIFICATO
3003	136.52	94.68	NON VERIFICATO

Tabella 4.105: Verifica a taglio di VSd-max, nelle sezioni di estremità e per elementisenza armatura trasversale.

Tabella 4.106: Verifica a taglio di VSd-min, nelle sezioni di estremità e per elementisenza armatura trasversale.

Elemento	VSd-min [kN]	VRd,c-min [KN]	$\mathbf{V}\mathbf{R}\mathbf{d},\mathbf{c}{>}\mathbf{V}\mathbf{S}\mathbf{d}$
1001	22.13	78.05	VERIFICATO
1002	22.13	78.05	VERIFICATO
1003	22.13	78.05	VERIFICATO
2001	22.13	78.05	VERIFICATO
2002	22.13	78.05	VERIFICATO
2003	22.13	78.05	VERIFICATO
3001	45.76	78.05	VERIFICATO

3002	45.76	78.05	VERIFICATO
3003	45.76	78.05	VERIFICATO

Quindi è necessario inserire armatura trasversale negli elementi trave, secondo la verifica più condizionante di Tabella 4.105.

Infatti nella zona non dissipativa si considera una staffa verticale chiusa da 8 mm, corrispondente ad un'area pari a 101 mm² e con un passo di 150 mm ($\Phi 8/15$) mentre, nelle zone dissipative, una staffa verticale chiusa da 8 mm con un passo di 70 mm ($\Phi 8/7$).

Si può notare che tali considerazioni soddisfano i requisiti di armatura e passo delle staffe, di cui al § 4.1.6 delle NTC2018 e § 5.5.3.1.2 dell'EC8.

Ne segue che ipotizzando il termine $\cot a\Theta$ pari a 2.5 nella zona non dissipativa, è possibile ricavare i valori di taglio resistente di progetto lato calcestruzzo (VRcd) e lato staffe (VRsd), equivalenti a 453.35 kN e 259.63 kN rispettivamente.

Invece nelle zone dissipative si considera il valore $\cot a\Theta$ pari a 1, ricavando dei valori di VRcd e VRsd pari a 657.36 kN e 222.54 kN rispettivamente.

In entrambi i casi, è possibile confrontare gli sforzi sollecitanti con quello resistente, corrispondente allo sforzo tagliante di progetto lato staffe (VRsd).

La Tabella 4.107 riporta la verifica a taglio nella sezione più sollecitata della zona non dissipativa, per elementi con armatura trasversale.

Elemento	VSd [kN]	VRd [KN]	$\mathbf{V}\mathbf{R}\mathbf{d}{>}\mathbf{V}\mathbf{S}\mathbf{d}$
1001	155.39	259.63	VERIFICATO
1002	155.39	259.63	VERIFICATO
1003	155.39	259.63	VERIFICATO
2001	155.39	259.63	VERIFICATO
2002	155.39	259.63	VERIFICATO
2003	155.39	259.63	VERIFICATO
3001	132.22	259.63	VERIFICATO
3002	132.22	259.63	VERIFICATO
3003	132.22	259.63	VERIFICATO

Tabella 4.107: Verifica a taglio nella sezione più sollecitata della zona nondissipativa, per elementi con armatura trasversale.

La Tabella 4.108 riporta la verifica a taglio nelle sezioni di estremità, per elementi con armatura trasversale.

Elemento	VSd [kN]	VRd [KN]	$\mathbf{V}\mathbf{R}\mathbf{d}\mathbf{>}\mathbf{V}\mathbf{S}\mathbf{d}$
1001	195.85	222.54	VERIFICATO
1002	195.85	222.54	VERIFICATO
1003	195.85	222.54	VERIFICATO
2001	195.85	222.54	VERIFICATO
2002	195.85	222.54	VERIFICATO
2003	195.85	222.54	VERIFICATO
3001	159.99	222.54	VERIFICATO
3002	159.99	222.54	VERIFICATO
3003	159.99	222.54	VERIFICATO

Tabella 4.108: Verifica a taglio nelle sezioni di estremità, per elementi con armatura
trasversale.

Di conseguenza in tutte le travi la sezione 40x50 cm presenta staffe $\Phi 8/15$ nella zona non dissipativa e staffe $\Phi 8/7$ in quelle dissipative.

4.6.1.2 Dettagli costruttivi

Tutti gli elementi trave, essendo in campo sismico, devono soddisfare i requisiti legati all'armatura longitudinale, all'armatura trasversale e di duttilità, di cui al § 5.4.3.1.2 della Normativa Europea.

• Armature longitudinali: la relazione deve essere soddisfatta sia nelle sezioni a massimo momento flettente sia nelle sezioni a minimo momento flettente.

Di conseguenza nel caso di momento flettente positivo, si considera un'armatura tesa pari a As,inf = 760 mm² (2 Φ 22) e un'armatura compressa pari a As,sup = 1357 mm² (3 Φ 24).

Invece, nelle zone di estremità, si considera un'armatura tesa pari a As,
sup = 1357 mm² e un'armatura compressa pari a As,
inf = 760 mm².

Tali considerazioni permettono di ricavare un rapporto geometrico relativo all'armatura tesa pari a 0.0038 e 0.0068, rispettivamente per il momento flettente positivo e negativo.

Inoltre devono essere verificate anche le sezioni di sovrapposizione delle armature.

A tal proposito, si considera una percentuale di armatura soprapposta minore del 50% della totalità.

Ciò è soddisfatto dividendo $2\Phi 24$, $2\Phi 22$ e $1\Phi 24$, rispettivamente in sezioni diverse e seguendo le prescrizioni di cui al § 4.1.6 delle NTC2018, ricavando rapporti geometrici di armatura tesa pari a 0.0113, 0.0076 e 0.0091.

La relazione poi, si riferisce ad un limite inferiore pari a 0.0028.

La Tabella 4.109 riporta la verifica nelle sezioni a massimo momento flettente (M_{max}), a minimo momento flettente (M_{min}) e di sovrapposizione dei 2 Φ 24, 2 Φ 22 e 1 Φ 24, valida per tutti i pilastri.

Tabella 4.109: Verifica nelle sezioni a massimo momento flettente Mmax, a minimomomento flettente Mmin e di sovrapposizione dei $2\Phi 24$, $2\Phi 22$ e $1\Phi 24$.

Sezioni	P [-]	emin [-]	VERIFICA (?)
Mmax	0.0038	0.0028	VERIFICATO
Mmin	0.0068	0.0028	VERIFICATO
Sovrapposizione $2\Phi 24$	0.0113	0.0028	VERIFICATO
Sovrapposizione $2\Phi 22$	0.0076	0.0028	VERIFICATO
Sovrapposizione $1\Phi24$	0.0091	0.0028	VERIFICATO

Quindi, considerando i limiti di Normativa, la verifica risulta soddisfatta.

• Armature trasversali: in questo caso si definisce il passo delle staffe nelle zone dissipative, in funzione della classe di duttilità considerata.

Infatti nel caso di Classe di duttilità media (DCM), si ricava un passo massimo pari a 125 mm e riferito ad una zona dissipativa lunga 500 mm invece, nel caso di Classe di duttilità alta (DCH), si ricava lo stesso passo ma riferito ad una zona dissipativa lunga 750 mm.

• Criterio di duttilità: nel quale bisogna soddisfare le prescrizioni del § 5.4.3.1.2 (4) dell'EC8.

Le domande in duttilità di curvatura ($\mu\Phi$) allo SLC valgono 9.42 e 10.29, rispettivamente per i valori q₀ in classe DCM e DCH. Si utilizza la relazione apposita in cui il periodo proprio fondamentale della struttura T₁ = 0.31 s, è minore di quello corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante T_C = 0.47 s.

Inoltre si considera un rapporto geometrico relativo all'armatura tesa pari a 0.0038 e 0.0068, rispettivamente per il momento flettente positivo e negativo (secondo le ipotesi del sottopunto Armature longitudinali).

La relazione poi si riferisce ad un limite superiore relativo ad una flessione positiva e negativa, funzione della classe di duttilità. Le Tabelle 4.110-a e 4.110-b riportano la verifica nelle sezioni a massimo momento flettente (M_{max}) e a minimo momento flettente (M_{min}), per le classi DCM e DCH di tutte le travi.

Tabella 4.110-a: Verifica nelle sezioni a massimo momento flettente Mmax e a minimomomento flettente Mmin per la classe DCM.

Sezioni	e [-]	ρ max [-]	VERIFICA (?)
Mmax	0.0038	0.0103	VERIFICATO
Mmin	0.0068	0.0073	VERIFICATO

Tabella 4.110-b: Verifica nelle sezioni a massimo momento flettente Mmax e a minimomomento flettente Mmin per la classe DCH.

Sezioni	e [-]	ρ max [-]	VERIFICA (?)
Mmax	0.0038	0.0100	VERIFICATO
Mmin	0.0068	0.0070	VERIFICATO

Quindi, considerando i limiti di Normativa, la verifica risulta soddisfatta.

In base a tutte le verifiche strutturali effettuate per l'elemento trave, si considera una sezione trasversale 40x50 cm, con un copriferro nominale pari a 40 mm, 2 ferri longitudinali da 22 mm (2 Φ 22) in intradosso pari ad un'area As,inf = 760 mm² e 3 ferri longitudinali da 24 mm (3 Φ 24) in estradosso pari ad un'area As,sup = 1357 mm². Inoltre, si hanno staffe Φ 8/15 nella zona non dissipativa e staffe Φ 8/7 in quelle dissipative di lunghezza 750 mm.

4.6.2 Pilastri

Le sollecitazioni interne relative agli elementi pilastro, consistono nello sforzo normale in kilo-Newton [kN], sforzo tagliante in kilo-Newton [kN] e momento flettente in kilo-Newton metro [kN-m].

Di conseguenza si eseguono verifiche a presso-flessione semplice e a taglio, al fine di progettare rispettivamente le armature longitudinali e trasversali.

4.6.2.1 Combinazione sismica SLV

La verifica strutturale si riferisce sia alla classe di duttilità media (DCM) sia alla classe di duttilità alta (DCH) e deve soddisfare i requisiti di cui ai §§ 5.4.2.3, 5.4.3.2, 5.5.2.2 e 5.5.3.2.

• Classe di duttilità media (DCM): la Normativa prevede di effettuare le verifiche a presso-flessione e a taglio, facendo riferimento ai fattori di sovraresistenza relativi al § 5.4 dell'EC8.

Inoltre il rapporto tra sforzo normale sollecitante e resistente del solo calcestruzzo, deve essere minore di 0.65.

 Verifica a compressione del calcestruzzo: tale verifica deve essere soddisfatta per entrambi i versi del sisma.

Le Tabelle 4.111 e 4.112 restituiscono i valori di sforzo sollecitante (NSd) e sforzo resistente del calcestruzzo (NRd,c) ridotto del 35%, per le estremità di ogni pilastro.

Elemento	Posizione [m]	0.65 · NRd,c [kN]	NSd [kN]	$ \mathrm{NSd} {<}0.65\cdot\mathrm{NRd}$
101	0	2751.45	256.23	VERIFICATO
101	3	2751.45	233.74	VERIFICATO
201	0	2751.45	169.62	VERIFICATO
201	3	2751.45	147.13	VERIFICATO
301	0	2751.45	76.38	VERIFICATO
301	3	2751.45	53.89	VERIFICATO
102	0	2751.45	663.85	VERIFICATO
102	3	2751.45	641.35	VERIFICATO
202	0	2751.45	421.69	VERIFICATO
202	3	2751.45	399.20	VERIFICATO
302	0	2751.45	178.70	VERIFICATO
302	3	2751.45	156.21	VERIFICATO
103	0	2751.45	663.85	VERIFICATO
103	3	2751.45	641.35	VERIFICATO
203	0	2751.45	421.69	VERIFICATO
203	3	2751.45	399.20	VERIFICATO
303	0	2751.45	178.70	VERIFICATO
303	3	2751.45	156.21	VERIFICATO
104	0	2751.45	256.23	VERIFICATO
104	3	2751.45	233.74	VERIFICATO
204	0	2751.45	169.62	VERIFICATO
204	3	2751.45	147.13	VERIFICATO
304	0	2751.45	76.38	VERIFICATO
304	3	2751.45	53.89	VERIFICATO

Tabella 4.111: Sforzo resistente del calcestruzzo NRd,c ridotto del 35% e sforzosollecitante NSd, riferito al verso positivo del sisma.

Elemento	Posizione [m]	0.65 · NRd,c [kN]	NSd [kN]	$ \mathrm{NSd} {<}0.65\cdot\mathrm{NRd}$
101	0	2751.45	484.81	VERIFICATO
101	3	2751.45	462.32	VERIFICATO
201	0	2751.45	300.66	VERIFICATO
201	3	2751.45	278.16	VERIFICATO
301	0	2751.45	120.99	VERIFICATO
301	3	2751.45	98.50	VERIFICATO
102	0	2751.45	711.88	VERIFICATO
102	3	2751.45	689.39	VERIFICATO
202	0	2751.45	446.15	VERIFICATO
202	3	2751.45	423.65	VERIFICATO
302	0	2751.45	183.38	VERIFICATO
302	3	2751.45	160.88	VERIFICATO
103	0	2751.45	711.88	VERIFICATO
103	3	2751.45	689.39	VERIFICATO
203	0	2751.45	446.15	VERIFICATO
203	3	2751.45	423.65	VERIFICATO
303	0	2751.45	183.38	VERIFICATO
303	3	2751.45	160.88	VERIFICATO
104	0	2751.45	484.81	VERIFICATO
104	3	2751.45	462.32	VERIFICATO
204	0	2751.45	300.66	VERIFICATO
204	3	2751.45	278.16	VERIFICATO
304	0	2751.45	120.99	VERIFICATO
304	3	2751.45	98.50	VERIFICATO

Tabella 4.112: Sforzo resistente del calcestruzzo NRd,c ridotto del 35% e sforzosollecitante NSd, riferito al verso negativo del sisma.

 Verifica a presso-flessione semplice: prevede di ipotizzare delle armature longitudinali, le quali devono determinare un momento flettente resistente di progetto (MRd) in ogni pilastro, tale da soddisfare la Relazione (4.29) di cui al § 4.4.2.3 dell'EC8.

A tal proposito si considera una sezione trasversale 50x60 cm, con un copriferro nominale pari a 40 mm, staffe orizzontali chiuse a quattro bracci da 8 mm e 14 ferri longitudinali da 20 mm (14 Φ 20) equamente disposti pari ad un'area As = 4398 mm².

Tale sezione è stata ipotizzata per tutti gli elementi pilastro.

Di conseguenza riferendosi al corrispondente sforzo normale (Nsd) di Tabella 4.25-a, è possibile calcolare il momento resistente nelle diverse colonne (Mc,Rd), per ogni verso dell'azione sismica.

Le Tabelle 4.113-a e 4.114-a racchiudono i moduli di NSd e $M_{c,Rd}$, riferiti alle sezioni di estremità di ogni pilastro e per un verso positivo e negativo dell'azione sismica.

Elemento	Posizione [m]	NSd-max [kN]	Mc,Rd-max [KN-m]
101	0	256.23	456.25
101	3	233.74	453.30
201	0	169.62	442.67
201	3	147.13	439.56
301	0	76.38	428.90
301	3	53.89	424.04
102	0	663.85	515.34
102	3	641.35	513.30
202	0	421.69	482.03
202	3	399.20	478.17
302	0	178.70	444.26
302	3	156.21	441.08
103	0	663.85	515.34
103	3	641.35	513.30
203	0	421.69	482.03
203	3	399.20	478.17
303	0	178.70	444.26
303	3	156.21	441.08
104	0	256.23	456.25
104	3	233.74	453.30
204	0	169.62	442.67
204	3	147.13	439.56
304	0	76.38	428.90
304	3	53.89	424.04

Tabella 4.113-a: Valori di NSd-max e Mc,Rd-max riferiti ad un verso positivodell'azione sismica.

Tabella 4.114-a: Valori di NSd-min e Mc,Rd-min riferiti ad un verso negativo
dell'azione sismica.

Elemento	Posizione [m]	NSd-min [kN]	Mc,Rd-min [KN-m]
101	0	484.81	490.74
101	3	462.32	488.26

201	0	300.66	463.38
201	3	278.16	460.56
301	0	120.99	434.74
301	3	98.50	431.20
102	0	711.88	519.43
102	3	689.39	517.43
202	0	446.15	485.84
202	3	423.65	482.03
302	0	183.38	445.76
302	3	160.88	442.67
103	0	711.88	519.43
103	3	689.39	517.43
203	0	446.15	485.84
203	3	423.65	482.03
303	0	183.38	445.76
303	3	160.88	442.67
104	0	484.81	490.74
104	3	462.32	488.26
204	0	300.66	463.38
204	3	278.16	460.56
304	0	120.99	434.74
304	3	98.50	431.20

Infine, per entrambi i versi del sisma, è possibile effettuare la verifica considerando i momenti flettenti resistenti di progetto di colonne $(M_{c,Rd})$ e travi $(M_{b,Rd})$, che concorrono all'equilibrio di ogni nodo in Figura 3.1.

Le Tabelle 4.115-a e 4.116-a, riportano i valori di M_{c,Rd} e M_{b,Rd} degli elementi che equilibrano i diversi nodi e per entrambi i versi del sisma.

Nodo	Pilastro	Mc,Rd-max [KN-m]	Trave	Mb,Rd-max [KN-m]
0	101	453.30	1001	100.20
2	201	442.67	1001	122.32
	201	439.56	2001	122.32
3	301	428.90	2001	
C	102	513.30	1001	211.86
0	202	482.03	1002	122.32
_	202	478.17	2001	211.86
(302	444.26	2002	122.32

Tabella 4.115-a: Valori di Mc,Rd-max e Mb,Rd-max per un verso positivo del sisma.

10 -	103	513.30	1002	211.86
	203	482.03	1003	122.32
11	203	478.17	2002	211.86
	303	444.26	2003	122.32
14	104	453.30	1009	011.00
	204	442.67	1003	211.80
15	204	439.56	2002	011.00
10	304	428.90	2003	211.80

Tabella 4.116-a: Valori di Mc,Rd-min e Mb,Rd-min per un verso negativo del sisma.

Nodo	Pilastro	Mc,Rd-min [KN-m]	Trave	Mb,Rd-min [KN-m]
0	101	488.26	1001	011.00
	201	463.38	1001	211.80
	201	460.56	0001	011.00
3	301	434.74	2001	211.80
C	102	517.43	1001	122.32
0	202	485.84	1002	211.86
_	202	482.03	2001	122.32
	302	445.76	2002	211.86
10	103	517.43	1002	122.32
10	203	485.84	1003	211.86
11	203	482.03	2002	122.32
	303	445.76	2003	211.86
14	104	488.26	1009	100.00
	204	463.38	1003	122.32
15	204	460.56	2002	100.00
15	304	434.74	2003	122.32

Le Tabelle 4.117-a e 4.118-a si riferiscono alle corrispondenti verifiche dei pannelli nodali.

Tabella 4.117-a: Verifica dei pannelli nodali per un verso positivo del sisma.

Nodo	Σ Mc,Rd [KN-m]	$\gamma_{\mathrm{Rd}} \cdot \Sigma_{\mathrm{Mb,Rd}}$ [KN-m]	$\Sigma Mc, Rd > \Upsilon Rd \cdot \Sigma Mb, Rd$
2	895.97	159.02	VERIFICATO
3	868.45	159.02	VERIFICATO
6	995.33	434.43	VERIFICATO
7	922.43	434.43	VERIFICATO
10	995.33	434.43	VERIFICATO

11	922.43	434.43	VERIFICATO
14	895.97	275.41	VERIFICATO
15	868.45	275.41	VERIFICATO

Tabella 4.118-a: Verifica dei pannelli nodali per un verso negativo del sisma.

Nodo	Σ Mc,Rd [KN-m]	$\mathbf{Y}_{\mathrm{Rd}} \cdot \mathbf{\Sigma}_{\mathrm{Mb,Rd}}$ [KN-m]	$\Sigma_{\mathrm{Mc,Rd}} > \Upsilon_{\mathrm{Rd}} \cdot \Sigma_{\mathrm{Mb,Rd}}$
2	951.65	275.41	VERIFICATO
3	895.30	275.41	VERIFICATO
6	1003.28	434.43	VERIFICATO
7	927.79	434.43	VERIFICATO
10	1003.28	434.43	VERIFICATO
11	927.79	434.43	VERIFICATO
14	951.65	159.02	VERIFICATO
15	895.30	159.02	VERIFICATO

Di conseguenza in tutti i pilastri la sezione 50x60 cm presenta 14 Φ 20 equamente distribuiti.

 Verifica a taglio: prevede di ipotizzare delle armature trasversali, le quali devono determinare uno sforzo tagliante resistente di progetto (VRd) maggiore di quello sollecitante (VSd).

A tal proposito, per la sezione di tutti gli elementi pilastro, valgono le stesse ipotesi della verifica a presso-flessione semplice.

Successivamente riferendosi al § 5.4.2.3 dell'EC8, si ricavano lo sforzo sollecitante di progetto massimo (VSd-max) e quello minimo (VSd-min), equivalenti ad un verso positivo e negativo del sisma.

Tali sollecitazioni seguono il concetto di capacity design nel caso di plasticizzazione delle sezioni di estremità delle travi, e derivano dall'equilibrio dei momenti flettenti (Mi,d) all'estremità di ogni pilastro, ricavati rispettivamente dai risultati delle Tabelle 4.115-a e 4.116-a.

Le Tabelle 4.119 e 4.120 riportano i valori delle sollecitazioni flettenti Mi,d e taglianti VSd-max e VSd-min, relative alle estremità di ogni colonna e per entrambi i versi del sisma.

Elemento	Posizione [m]	Mi,d-max [kN-m]	VSd-max [kN]
101	0	456.25	227.98
101	3	61.89	227.98
201	0	60.44	53.83
201	3	61.91	53.83
301	0	60.41	213.16
301	3	424.04	213.16
102	0	515.34	302.58
102	3	172.34	302.58
202	0	161.84	147.43
202	3	173.23	147.43
302	0	160.95	141.63
302	3	160.95	141.63
103	0	515.34	302.58
103	3	172.34	302.58
203	0	161.84	147.43
203	3	173.23	147.43
303	0	160.95	141.63
303	3	160.95	141.63
104	0	456.25	247.91
104	3	107.18	247.91
204	0	104.67	93.24
204	3	107.23	93.24
304	0	104.63	232.61
304	3	424.04	232.61

Tabella 4.119: Sollecitazione flettente Mi,d-max e tagliante VSd-max, relative alleestremità di ogni colonna e per un verso positivo del sisma.

Tabella 4.120: Sollecitazione flettente Mi,d-min e tagliante VSd-min, relative alleestremità di ogni colonna e per un verso negativo del sisma.

Elemento	Posizione [m]	Mi,d-min [kN-m]	VSd-min [kN]
101	0	490.74	263.75
101	3	108.70	263.75
201	0	103.16	93.34
201	3	108.98	93.34
301	0	102.87	234.99
301	3	431.20	234.99
102	0	519.43	304.38
102	3	172.35	304.38
202	0	161.83	147.60
202	3	173.62	147.60

302	0	160.56	141.29
302	3	160.56	141.29
103	0	519.43	304.38
103	3	172.35	304.38
203	0	161.83	147.60
203	3	173.62	147.60
303	0	160.56	141.29
303	3	160.56	141.29
104	0	490.74	243.54
104	3	62.76	243.54
204	0	59.56	53.89
204	3	62.92	53.89
304	0	59.40	215.86
304	3	431.20	215.86

A questo punto riferendosi al § 4.1.2.3.5 delle NTC2018, si ipotizzano inizialmente elementi non armati a taglio.

Di conseguenza, per entrambi i versi del sisma, si definiscono gli sforzi taglianti di progetto relativi alla sola resistenza del calcestruzzo VRd,c-max e VRd,c-min, e da questi il confronto con i rispettivi sforzi di taglio sollecitanti.

Le Tabelle 4.121 e 4.122 riportano le verifiche a taglio delle sollecitazioni VSd-max e VSd-min, nelle sezioni di estremità e per elementi senza armatura trasversale.

Elemento	VSd-max [kN]	VRd,c [KN]	VRd,c>VSd
101	227.98	179.39	NON VERIFICATO
201	53.83	179.39	VERIFICATO
301	213.16	179.39	NON VERIFICATO
102	302.58	179.39	NON VERIFICATO
202	147.43	179.39	VERIFICATO
302	141.63	179.39	VERIFICATO
103	302.58	179.39	NON VERIFICATO
203	147.43	179.39	VERIFICATO
303	141.63	179.39	VERIFICATO
104	247.91	179.39	NON VERIFICATO
204	93.24	179.39	VERIFICATO
304	232.61	179.39	NON VERIFICATO

Tabella 4.121: Verifica a taglio di VSd-max, nelle sezioni di estremità e per elementisenza armatura trasversale.

Elemento	VSd-min [kN]	VRd,c [KN]	$\mathbf{V}\mathbf{R}\mathbf{d},\mathbf{c}{>}\mathbf{V}\mathbf{S}\mathbf{d}$
101	263.75	179.39	NON VERIFICATO
201	93.34	179.39	VERIFICATO
301	234.99	179.39	NON VERIFICATO
102	304.38	179.39	NON VERIFICATO
202	147.60	179.39	VERIFICATO
302	141.29	179.39	VERIFICATO
103	304.38	179.39	NON VERIFICATO
203	147.60	179.39	VERIFICATO
303	141.29	179.39	VERIFICATO
104	243.54	179.39	NON VERIFICATO
204	53.89	179.39	VERIFICATO
304	215.86	179.39	NON VERIFICATO

Tabella 4.122: Verifica a taglio di VSd-min, nelle sezioni di estremità e per elementisenza armatura trasversale.

Nonostante in alcuni elementi la verifica sia soddisfatta, è comunque necessario per l'elemento pilastro inserire armatura trasversale.

Di conseguenza nella zona non dissipativa, si considerano staffe orizzontali chiuse a quattro bracci da 8 mm, corrispondenti ad un'area pari a 251 mm² e con un passo di 200 mm ($\Phi 8/20$).

Si può notare che tali considerazioni soddisfano i requisiti minimi di armatura e passo delle staffe, di cui al § 4.1.6 delle NTC2018.

Ne segue che ipotizzando il termine $\cot a\Theta$ pari a 2.5, è possibile ricavare i valori di taglio resistente di progetto lato calcestruzzo (VRcd) e lato staffe (VRsd).

La Tabella 4.123 racchiude i valori di VRsd e VRcd, ricavati al variare del relativo sforzo normale NSd-max e NSd-min delle Tabelle 4.113-a e 4.114-a, nelle sezioni di estremità più sollecitate.

Elemento	VRcd-max [kN]	VRsd-max [kN]	VRcd-min [kN]	VRsd-min [kN]
101	733.98	599.66	766.02	599.66
201	721.83	599.66	740.20	599.66
301	708.77	599.66	715.02	599.66
102	791.11	599.66	797.84	599.66
202	757.17	599.66	760.60	599.66
302	723.11	599.66	723.76	599.66

Tabella 4.123: Valori di VRsd e VRcd nelle sezioni di estremità più sollecitate.

103	791.11	599.66	797.84	599.66
203	757.17	599.66	760.60	599.66
303	723.11	599.66	723.76	599.66
104	733.98	599.66	766.02	599.66
204	721.83	599.66	740.20	599.66
304	708.77	599.66	715.02	599.66

Infine è possibile confrontare gli sforzi sollecitanti con quelli resistenti, corrispondenti agli sforzi taglianti di progetto lato staffe VRsd-max e VRsd-min.

Le Tabelle 4.124 e 4.125 riportano le verifiche a taglio nelle sezioni di estremità, per elementi con armatura trasversale e considerando entrambi i versi del sisma.

Tabella 4.124: Verifica a taglio nelle sezioni di estremità, per elementi con armaturatrasversale e considerando il verso positivo del sisma.

Elemento	VSd-max [kN]	VRd [KN]	$\mathbf{VRd} {>} \mathbf{VSd}$
101	227.98	599.66	VERIFICATO
201	53.83	599.66	VERIFICATO
301	213.16	599.66	VERIFICATO
102	302.58	599.66	VERIFICATO
202	147.43	599.66	VERIFICATO
302	141.63	599.66	VERIFICATO
103	302.58	599.66	VERIFICATO
203	147.43	599.66	VERIFICATO
303	141.63	599.66	VERIFICATO
104	247.91	599.66	VERIFICATO
204	93.24	599.66	VERIFICATO
304	232.61	599.66	VERIFICATO

Tabella 4.125: Verifica a taglio nelle sezioni di estremità, per elementi con armaturatrasversale e considerando il verso negativo del sisma.

Elemento	VSd-min [kN]	VRd [KN]	$\mathbf{VRd}{>}\mathbf{VSd}$
101	263.75	599.66	VERIFICATO
201	93.34	599.66	VERIFICATO
301	234.99	599.66	VERIFICATO
102	304.38	599.66	VERIFICATO
202	147.60	599.66	VERIFICATO
302	141.29	599.66	VERIFICATO
103	304.38	599.66	VERIFICATO

203	147.60	599.66	VERIFICATO
303	141.29	599.66	VERIFICATO
104	243.54	599.66	VERIFICATO
204	53.89	599.66	VERIFICATO
304	215.86	599.66	VERIFICATO

Di conseguenza in tutti i pilastri la sezione 50x60 cm presenta staffe a quattro bracci $\Phi 8/20$ nella zona non dissipativa.

• Classe di duttilità alta (DCH): la Normativa prevede di effettuare le verifiche a presso-flessione e a taglio, facendo riferimento ai fattori di sovraresistenza relativi al § 5.5 dell'EC8.

Inoltre il rapporto tra sforzo normale sollecitante e resistente del solo calcestruzzo, deve essere minore di 0.55.

 Verifica a compressione del calcestruzzo: tale verifica deve essere soddisfatta per entrambi i versi del sisma.

Le Tabelle 4.126 e 4.127 restituiscono i valori di sforzo sollecitante (NSd) e sforzo resistente del calcestruzzo (NRd,c) ridotto del 45%, per le estremità di ogni pilastro.

Elemento	Posizione [m]	$0.55 \cdot \mathrm{NRd} \ [\mathrm{kN}]$	NSd [kN]	$ \mathrm{NSd} {<}0.55\cdot\mathrm{NRd}$
101	0	2328.15	291.44	VERIFICATO
101	3	2328.15	268.95	VERIFICATO
201	0	2328.15	189.88	VERIFICATO
201	3	2328.15	167.39	VERIFICATO
301	0	2328.15	83.63	VERIFICATO
301	3	2328.15	61.14	VERIFICATO
102	0	2328.15	666.16	VERIFICATO
102	3	2328.15	643.67	VERIFICATO
202	0	2328.15	422.95	VERIFICATO
202	3	2328.15	400.45	VERIFICATO
302	0	2328.15	179.38	VERIFICATO
302	3	2328.15	156.88	VERIFICATO
103	0	2328.15	666.16	VERIFICATO
103	3	2328.15	643.67	VERIFICATO
203	0	2328.15	422.95	VERIFICATO

Tabella 4.12	26: Sforzo	resistent	e del ca	alcestruzz	o NRd,c	ridotto	del	45%	e st	forzo
	sollecitan	te NSd, i	riferito a	al verso p	ositivo	del sism	ıa.			

203	3	2328.15	400.45	VERIFICATO
303	0	2328.15	179.38	VERIFICATO
303	3	2328.15	156.88	VERIFICATO
104	0	2328.15	291.44	VERIFICATO
104	3	2328.15	268.95	VERIFICATO
204	0	2328.15	189.88	VERIFICATO
204	3	2328.15	167.39	VERIFICATO
304	0	2328.15	83.63	VERIFICATO
304	3	2328.15	61.14	VERIFICATO

Tabella 4.127: Sforzo resistente del calcestruzzo NRd, c ridotto del 45% e sforzosollecitante NSd, riferito al verso negativo del sisma.

Elemento	Posizione [m]	$0.55 \cdot \mathrm{NRd} \ [\mathrm{kN}]$	NSd [kN]	$ \mathrm{NSd} {<}0.55\cdot\mathrm{NRd}$
101	0	2328.15	449.60	VERIFICATO
101	3	2328.15	427.11	VERIFICATO
201	0	2328.15	280.40	VERIFICATO
201	3	2328.15	257.90	VERIFICATO
301	0	2328.15	113.74	VERIFICATO
301	3	2328.15	91.25	VERIFICATO
102	0	2328.15	709.57	VERIFICATO
102	3	2328.15	687.07	VERIFICATO
202	0	2328.15	444.90	VERIFICATO
202	3	2328.15	422.40	VERIFICATO
302	0	2328.15	182.70	VERIFICATO
302	3	2328.15	160.21	VERIFICATO
103	0	2328.15	709.57	VERIFICATO
103	3	2328.15	687.07	VERIFICATO
203	0	2328.15	444.90	VERIFICATO
203	3	2328.15	422.40	VERIFICATO
303	0	2328.15	182.70	VERIFICATO
303	3	2328.15	160.21	VERIFICATO
104	0	2328.15	449.60	VERIFICATO
104	3	2328.15	427.11	VERIFICATO
204	0	2328.15	280.40	VERIFICATO
204	3	2328.15	257.90	VERIFICATO
304	0	2328.15	113.74	VERIFICATO
304	3	2328.15	91.25	VERIFICATO

 Verifica a presso-flessione semplice: prevede di ipotizzare delle armature longitudinali, le quali devono determinare un momento flettente resistente di progetto (MRd) in ogni pilastro, tale da soddisfare la Relazione (4.29) di cui al § 4.4.2.3 dell'EC8. A tal proposito si considera una sezione trasversale 50x60 cm, con un copriferro nominale pari a 40 mm, staffe orizzontali chiuse a quattro bracci da 8 mm e 14 ferri longitudinali da 20 mm (14 Φ 20) equamente disposti pari ad un'area As = 4398 mm².

Tale sezione è stata ipotizzata per tutti gli elementi pilastro.

Di conseguenza riferendosi al corrispondente sforzo normale (Nsd) di Tabella 4.25-b, è possibile calcolare il momento resistente nelle diverse colonne (Mc,Rd), per ogni verso dell'azione sismica.

Le Tabelle 4.113-b e 4.114-b racchiudono i moduli di NSd e M_{c,Rd}, riferiti alle sezioni di estremità di ogni pilastro e per un verso positivo e negativo dell'azione sismica.

Elemento	Posizione [m]	NSd-max [kN]	Mc,Rd-max [KN-m]
101	0	291.44	461.94
101	3	268.95	459.10
201	0	189.88	445.76
201	3	167.39	442.67
301	0	83.63	428.90
301	3	61.14	112.01
102	0	666.16	515.34
102	3	643.67	513.30
202	0	422.95	482.03
202	3	400.45	478.17
302	0	179.38	444.26
302	3	156.88	441.08
103	0	666.16	515.34
103	3	643.67	513.30
203	0	422.95	482.03
203	3	400.45	478.17
303	0	179.38	444.26
303	3	156.88	441.08
104	0	291.44	461.94
104	3	268.95	459.10
204	0	189.88	445.76
204	3	167.39	442.67
304	0	83.63	428.90
304	3	61.14	112.01

Tabella 4.113-b: Valori di NSd-max e Mc,Rd-max riferiti ad un verso positivodell'azione sismica.

Elemento	Posizione [m]	NSd-min [kN]	Mc,Rd-min [KN-m]
101	0	449.60	485.84
101	3	427.11	483.33
201	0	280.40	460.56
201	3	257.90	457.64
301	0	113.74	434.74
301	3	91.25	398.24
102	0	709.57	519.43
102	3	687.07	517.43
202	0	444.90	485.84
202	3	422.40	482.03
302	0	182.70	445.76
302	3	160.21	441.08
103	0	709.57	519.43
103	3	687.07	517.43
203	0	444.90	485.84
203	3	422.40	482.03
303	0	182.70	445.76
303	3	160.21	441.08
104	0	449.60	485.84
104	3	427.11	483.33
204	0	280.40	460.56
204	3	257.90	457.64
304	0	113.74	434.74
304	3	91.25	398.24

Tabella 4.114-b: Valori di NSd-min e Mc,Rd-min riferiti ad un verso negativodell'azione sismica.

Infine, per entrambi i versi del sisma, è possibile effettuare la verifica considerando i momenti flettenti resistenti di progetto di colonne $(M_{c,Rd})$ e travi $(M_{b,Rd})$, che concorrono all'equilibrio di ogni nodo in Figura 3.1.

Le Tabelle 4.115-b e 4.116-b, riportano i valori di M_{c,Rd} e M_{b,Rd} degli elementi che equilibrano i diversi nodi e per entrambi i versi del sisma.

Nodo	Pilastro	Mc,Rd-max [KN-m]	Trave	Mb,Rd-max [KN-m]
	101	459.10	1001	122.32
2	201	445.76	1001	
0	201	442.67	0001	100.20
ن ن	301	428.90	2001	122.32
C	102	513.30	1001	211.86
0	202	482.03	1002	122.32
7	202	478.17	2001	211.86
	302	444.26	2002	122.32
10	103	513.30	1002	211.86
	203	482.03	1003	122.32
11	203	478.17	2002	211.86
	303	444.26	2003	122.32
14	104	459.10	1009	011.00
	204	445.76	1003	211.80
15	204	442.67	0000	011.00
	304	428.90	2003	211.80

Tabella 4.115-b: Valori di Mc,Rd-max e Mb,Rd-max per un verso positivo del sisma.

Tabella 4.116-b: Valori di Mc,Rd-min e Mb,Rd-min per un verso negativo del sisma.

Nodo	Pilastro	Mc,Rd-min [KN-m]	Trave	Mb,Rd-min [KN-m]
0	101	483.33	1001	211.86
2	201	460.56	1001	
0	201	457.64	0001	211.86
ن ن	301	434.74	2001	
C	102	517.43	1001	122.32
0	202	485.84	1002	211.86
_	202	482.03	2001	122.32
(302	445.76	2002	211.86
10	103	517.43	1002	122.32
	203	485.84	1003	211.86
11	203	482.03	2002	122.32
	303	445.76	2003	211.86
14	104	483.33	1000	100.00
	204	460.56	1003	122.32
15	204	457.64	2002	100.00
	304	434.74	2003	122.32

Le Tabelle 4.117-b e 4.118-b si riferiscono alle corrispondenti verifiche dei pannelli nodali.

Nodo	ΣMc,Rd [KN-m]	$\gamma_{\mathrm{Rd}} \cdot \Sigma_{\mathrm{Mb,Rd}}$ [KN-m]	$\Sigma \mathrm{Mc,Rd} > \Upsilon \mathrm{Rd} \cdot \Sigma \mathrm{Mb,Rd}$
2	904.86	159.02	VERIFICATO
3	871.57	159.02	VERIFICATO
6	995.33	434.43	VERIFICATO
7	922.43	434.43	VERIFICATO
10	995.33	434.43	VERIFICATO
11	922.43	434.43	VERIFICATO
14	904.86	275.41	VERIFICATO
15	871.57	275.41	VERIFICATO

Tabella 4.117-b: Verifica dei pannelli nodali per un verso positivo del sisma.

Tabella 4.118-b: Verifica dei pannelli nodali per un verso negativo del sisma.

Nodo	Σ Mc,Rd [KN-m]	$\gamma_{ m Rd} \cdot \Sigma_{ m Mb, Rd}$ [KN-m]	$\Sigma_{\mathrm{Mc,Rd}} > \gamma_{\mathrm{Rd}} \cdot \Sigma_{\mathrm{Mb,Rd}}$
2	943.89	275.41	VERIFICATO
3	892.38	275.41	VERIFICATO
6	1003.28	434.43	VERIFICATO
7	927.79	434.43	VERIFICATO
10	1003.28	434.43	VERIFICATO
11	927.79	434.43	VERIFICATO
14	943.89	159.02	VERIFICATO
15	892.38	159.02	VERIFICATO

Di conseguenza in tutti i pilastri la sezione 50x60 cm presenta 14 Φ 20 equamente distribuiti.

 Verifica a taglio: prevede di ipotizzare delle armature trasversali, le quali devono determinare uno sforzo tagliante resistente di progetto (VRd) maggiore di quello sollecitante (VSd).

A tal proposito, per la sezione di tutti gli elementi pilastro, valgono le stesse ipotesi della verifica a presso-flessione semplice.

Successivamente riferendosi al § 5.5.2.2 dell'EC8, si ricavano lo sforzo sollecitante di progetto massimo (VSd-max) e quello minimo (VSd-min), equivalenti ad un verso positivo e negativo del sisma.

Tali sollecitazioni seguono il concetto di capacity design nel caso di plasticizzazione delle sezioni di estremità delle travi, e derivano dall'equilibrio dei momenti flettenti (M_{i,d}) all'estremità di ogni pilastro, ricavati rispettivamente dai risultati delle Tabelle 4.115-b e 4.116-b.

Le Tabelle 4.128 e 4.129 riportano i valori delle sollecitazioni flettenti Mi, de taglianti VSd-max e VSd-min, relative alle estremità di ogni colonna e per entrambi i versi del sisma.

Elemento	Posizione [m]	Mi,d-max [kN-m]	VSd-max [kN]
101	0	461.94	272.48
101	3	62.06	272.48
201	0	60.26	63.64
201	3	62.13	63.64
301	0	60.19	89.54
301	3	112.01	89.54
102	0	515.34	357.59
102	3	172.34	357.59
202	0	161.84	174.24
202	3	173.23	174.24
302	0	160.95	167.38
302	3	160.95	167.38
103	0	515.34	357.59
103	3	172.34	357.59
203	0	161.84	174.24
203	3	173.23	174.24
303	0	160.95	167.38
303	3	160.95	167.38
104	0	461.94	296.10
104	3	107.49	296.10
204	0	104.37	110.22
204	3	107.60	110.22
304	0	104.25	112.46
304	3	112.01	112.46

Tabella 4.128: Sollecitazione flettente Mi,d-max e tagliante VSd-max, relative alleestremità di ogni colonna e per un verso positivo del sisma.

Tabella 4.129: Sollecitazione flettente Mi,d-min e tagliante VSd-min, relative alleestremità di ogni colonna e per un verso negativo del sisma.

Elemento	Posizione [m]	Mi,d-min [kN-m]	VSd-min [kN]
101	0	485.84	309.05
101	3	108.48	309.05
201	0	103.37	110.25
201	3	108.65	110.25
301	0	103.21	260.75

301	3	398.24	260.75
102	0	519.43	359.73
102	3	172.35	359.73
202	0	161.83	174.43
202	3	173.62	174.43
302	0	160.56	166.98
302	3	160.56	166.98
103	0	519.43	359.73
103	3	172.35	359.73
203	0	161.83	174.43
203	3	173.62	174.43
303	0	160.56	166.98
303	3	160.56	166.98
104	0	485.84	285.21
104	3	62.64	285.21
204	0	59.69	63.66
204	3	62.73	63.66
304	0	59.59	238.07
304	3	398.24	238.07

A questo punto riferendosi al § 4.1.2.3.5 delle NTC2018, si ipotizzano inizialmente elementi non armati a taglio.

Di conseguenza, per entrambi i versi del sisma, si definiscono gli sforzi taglianti di progetto relativi alla sola resistenza del calcestruzzo VRd,c-max e VRd,c-min, e da questi il confronto con i rispettivi sforzi di taglio sollecitanti.

Le Tabelle 4.130 e 4.131 riportano le verifiche a taglio delle sollecitazioni VSd-max e VSd-min, nelle sezioni di estremità e per elementi senza armatura trasversale.

Tabella 4.130: Verifica a taglio di VSd-max, nelle sezioni di estremità e per elementisenza armatura trasversale.

Elemento	VSd-max [kN]	VRd,c [KN]	$\mathbf{V}\mathbf{R}\mathbf{d},\mathbf{c}{>}\mathbf{V}\mathbf{S}\mathbf{d}$
101	272.48	179.39	NON VERIFICATO
201	63.64	179.39	VERIFICATO
301	89.54	179.39	VERIFICATO
102	357.59	179.39	NON VERIFICATO
202	174.24	179.39	VERIFICATO
302	167.38	179.39	VERIFICATO
103	357.59	179.39	NON VERIFICATO
-----	--------	--------	----------------
203	174.24	179.39	VERIFICATO
303	167.38	179.39	VERIFICATO
104	296.10	179.39	NON VERIFICATO
204	110.22	179.39	VERIFICATO
304	112.46	179.39	VERIFICATO

Tabella 4.131: Verifica a taglio di VSd-min, nelle sezioni di estremità e per elementisenza armatura trasversale.

Elemento	VSd-min [kN]	VRd,c [KN]	VRd,c>VSd
101	309.05	179.39	NON VERIFICATO
201	110.25	179.39	VERIFICATO
301	260.75	179.39	NON VERIFICATO
102	359.73	179.39	NON VERIFICATO
202	174.43	179.39	VERIFICATO
302	166.98	179.39	VERIFICATO
103	359.73	179.39	NON VERIFICATO
203	174.43	179.39	VERIFICATO
303	166.98	179.39	VERIFICATO
104	285.21	179.39	NON VERIFICATO
204	63.66	179.39	VERIFICATO
304	238.07	179.39	NON VERIFICATO

Nonostante in alcuni elementi la verifica sia soddisfatta, è comunque necessario per l'elemento pilastro inserire armatura trasversale.

Di conseguenza nella zona non dissipativa, si considerano staffe orizzontali chiuse a quattro bracci da 8 mm, corrispondenti ad un'area pari a 251 mm² e con un passo di 200 mm ($\Phi 8/20$).

Si può notare che tali considerazioni soddisfano i requisiti minimi di armatura e passo delle staffe, di cui al § 4.1.6 delle NTC2018.

Ne segue che ipotizzando il termine $\cot a\Theta$ pari a 2.5, è possibile ricavare i valori di taglio resistente di progetto lato calcestruzzo (VRcd) e lato staffe (VRsd), riportati in Tabella 4.123.

Infine è possibile confrontare gli sforzi sollecitanti con quelli resistenti, corrispondenti agli sforzi taglianti di progetto lato staffe VRsd-max e VRsd-min.

Le Tabelle 4.132 e 4.133 riportano le verifiche a taglio nelle sezioni di estremità, per elementi con armatura trasversale e considerando entrambi i versi del sisma.

Elemento	VSd-max [kN]	VRd [KN]	VRd > VSd
101	272.48	599.66	VERIFICATO
201	63.64	599.66	VERIFICATO
301	89.54	599.66	VERIFICATO
102	357.59	599.66	VERIFICATO
202	174.24	599.66	VERIFICATO
302	167.38	599.66	VERIFICATO
103	357.59	599.66	VERIFICATO
203	174.24	599.66	VERIFICATO
303	167.38	599.66	VERIFICATO
104	296.10	599.66	VERIFICATO
204	110.22	599.66	VERIFICATO
304	112.46	599.66	VERIFICATO

Tabella 4.132: Verifica a taglio nelle sezioni di estremità, per elementi con armaturatrasversale e considerando il verso positivo del sisma.

Tabella 4.133: Verifica a taglio nelle sezioni di estremità, per elementi con armaturatrasversale e considerando il verso negativo del sisma.

Elemento	VSd-min [kN]	VRd [KN]	${f VRd}{>}{f VSd}$
101	309.05	599.66	VERIFICATO
201	110.25	599.66	VERIFICATO
301	260.75	599.66	VERIFICATO
102	359.73	599.66	VERIFICATO
202	174.43	599.66	VERIFICATO
302	166.98	599.66	VERIFICATO
103	359.73	599.66	VERIFICATO
203	174.43	599.66	VERIFICATO
303	166.98	599.66	VERIFICATO
104	285.21	599.66	VERIFICATO
204	63.66	599.66	VERIFICATO
304	238.07	599.66	VERIFICATO

Di conseguenza in tutti i pilastri la sezione 50x60 cm presenta staffe a quattro bracci $\Phi 8/20$ nella zona non dissipativa.

4.6.2.2 Dettagli costruttivi

Tutti gli elementi pilastro, essendo in campo sismico, devono soddisfare i requisiti legati all'armatura longitudinale, all'armatura trasversale e di duttilità, di cui al § 5.4.3.2 della Normativa Europea.

• Armature longitudinali: la relazione deve essere soddisfatta in tutte le sezioni dei diversi pilastri.

Di conseguenza, si considera un'armatura pari a As = 4398 mm² (14 Φ 20).

Tale considerazione permette di ricavare una percentuale geometrica di armatura longitudinale pari a 1.5%.

Inoltre devono essere verificate anche le sezioni di sovrapposizione delle armature.

A tal proposito, si considera una percentuale di armatura soprapposta minore del 50% della totalità.

Ciò è soddisfatto dividendo $6\Phi 20$, $4\Phi 20$ e $4\Phi 20$, rispettivamente in sezioni diverse e seguendo le prescrizioni di cui al § 4.1.6 delle NTC2018, ricavando percentuali geometriche di armatura pari a 2.1%, 1.9% e 1.9%.

La relazione poi, si riferisce ad un limite inferiore pari a 1% e ad un limite superiore pari a 4%.

La Tabella 4.134 riporta la verifica nelle sezioni di non sovrapposizione e di sovrapposizione dei $6\Phi 20$, $4\Phi 20$ e $4\Phi 20$, valida per tutti i pilastri.

Sezioni	e [%]	ρmin [%]	ρ max [%]	VERIFICA (?)
Non sovrapposizione	1.5	1	4	VERIFICATO
Sovrapposizione $6\Phi20$	2.1	1	4	VERIFICATO
Sovrapposizione $4\Phi 20$	1.9	1	4	VERIFICATO
Sovrapposizione $4\Phi 20$	1.9	1	4	VERIFICATO

Tabella 4.134: Verifica nelle sezioni di non sovrapposizione e di sovrapposizione dei
 $6\Phi 20, \ 4\Phi 20 \ e \ 4\Phi 20.$

Quindi, considerando i limiti di Normativa, la verifica risulta soddisfatta.

• Armature trasversali: in questo caso si definisce il passo delle staffe nelle zone dissipative, in funzione della classe di duttilità considerata.

Infatti nel caso di Classe di duttilità media (DCM), si ricava un passo massimo pari a 160 mm e riferito ad una zona dissipativa lunga 600 mm invece, nel caso di Classe di duttilità alta (DCH), si ricava un passo massimo pari a 120 mm e riferito ad una zona dissipativa lunga 900 mm. • Criterio di duttilità: nel quale bisogna soddisfare la Relazione (5.15) dell'EC8, nelle zone dissipative di tutti i pilastri rettangolari di sezione (bc x hc).

Inoltre, per ogni elemento, si considera la forza assiale adimensionalizzata di progetto (vd), relativa ad entrambi i versi del sisma e classi di duttilità delle Tabelle 4.113-a, 4.113b, 4.114-a e 4.114-b.

Innanzitutto si ricava il rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento (ω wd) pari a 0.270, considerando un volume delle staffe di confinamento e un volume del nucleo di calcestruzzo, uguali a 246033 mm³ e 25313280 mm³.

Tale risultato soddisfa i requisiti di Normativa essendo maggiore di 0.08 e di 0.12, nel caso di Classe di duttilità alta (DCH).

Il coefficiente di efficacia del confinamento (α) è pari a 0.632 ed equivale al prodotto dei coefficienti α n e α s.

Questi coefficienti equivalgono rispettivamente 0.838 e 0.754, e si riferiscono ad una distanza tra armature longitudinali contenute (bi) pari a 121 mm, larghezza del nucleo confinato (b0) pari a 412 mm, profondità del nucleo confinato (h0) pari a 512 mm e ad un passo delle staffe pari a 120 mm.

Le domande in duttilità di curvatura ($\mu\Phi$) allo SLC valgono 11.30 e 16.88, rispettivamente per i valori q₀ in classe DCM e DCH. Si utilizza la relazione apposita in cui il periodo proprio fondamentale della struttura T₁ = 0.31 s, è minore di quello corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante T_C = 0.47 s.

Le Tabelle 4.135-a e 4.136-a riportano le verifiche del criterio di duttilità, riferite alle sezioni di estremità di tutti i pilastri e per uno sforzo normale adimensionalizzato vd-max e vd-min, corrispondente ad un verso positivo e negativo del sisma per la classe di duttilità DCM.

Elemento	Posizione [m]	vd [-]	$\boldsymbol{\alpha} \cdot \boldsymbol{\omega}_{\mathrm{wd}}$	30μφ · νd · εsy,d · bc/b0 - 0.035	VERIFICA (?)
101	0	0.061	0.170	0.014	VERIFICATO
101	3	0.055	0.170	0.009	VERIFICATO
201	0	0.040	0.170	-0.003	VERIFICATO
201	3	0.035	0.170	-0.007	VERIFICATO
301	0	0.018	0.170	-0.020	VERIFICATO
301	3	0.013	0.170	-0.025	VERIFICATO
102	0	0.157	0.170	0.091	VERIFICATO

Tabella 4.135-a: Verifica riferita alle sezioni di estremità di tutti i pilastri, per la classedi duttilità DCM e per uno sforzo normale adimensionalizzato vd-max.

102	3	0.152	0.170	0.087	VERIFICATO
202	0	0.100	0.170	0.045	VERIFICATO
202	3	0.094	0.170	0.041	VERIFICATO
302	0	0.042	0.170	-0.001	VERIFICATO
302	3	0.037	0.170	-0.005	VERIFICATO
103	0	0.157	0.170	0.091	VERIFICATO
103	3	0.152	0.170	0.087	VERIFICATO
203	0	0.100	0.170	0.045	VERIFICATO
203	3	0.094	0.170	0.041	VERIFICATO
303	0	0.042	0.170	-0.001	VERIFICATO
303	3	0.037	0.170	-0.005	VERIFICATO
104	0	0.061	0.170	0.014	VERIFICATO
104	3	0.055	0.170	0.009	VERIFICATO
204	0	0.040	0.170	-0.003	VERIFICATO
204	3	0.035	0.170	-0.007	VERIFICATO
304	0	0.018	0.170	-0.020	VERIFICATO
304	3	0.013	0.170	-0.025	VERIFICATO

Tabella 4.136-a: Verifica riferita alle sezioni di estremità di tutti i pilastri, per la classedi duttilità DCM e per uno sforzo normale adimensionalizzato vd-min.

Elemento	Posizione [m]	vd [-]	$\boldsymbol{\alpha} \cdot \boldsymbol{\omega}_{\mathrm{wd}}$	$30\mu_{\pmb{\varphi}}\cdot \pmb{v_{d}}\cdot \pmb{\epsilon_{sy,d}}\cdot \mathbf{b_c}/\mathbf{b_0}$ - 0.035	VERIFICA (?)
101	0	0.115	0.170	0.057	VERIFICATO
101	3	0.109	0.170	0.053	VERIFICATO
201	0	0.071	0.170	0.022	VERIFICATO
201	3	0.066	0.170	0.018	VERIFICATO
301	0	0.029	0.170	-0.012	VERIFICATO
301	3	0.023	0.170	-0.016	VERIFICATO
102	0	0.168	0.170	0.100	VERIFICATO
102	3	0.163	0.170	0.096	VERIFICATO
202	0	0.105	0.170	0.050	VERIFICATO
202	3	0.100	0.170	0.046	VERIFICATO
302	0	0.043	0.170	0.000	VERIFICATO
302	3	0.038	0.170	-0.004	VERIFICATO
103	0	0.168	0.170	0.100	VERIFICATO
103	3	0.163	0.170	0.096	VERIFICATO
203	0	0.105	0.170	0.050	VERIFICATO
203	3	0.100	0.170	0.046	VERIFICATO
303	0	0.043	0.170	0.000	VERIFICATO
303	3	0.038	0.170	-0.004	VERIFICATO
104	0	0.115	0.170	0.057	VERIFICATO
104	3	0.109	0.170	0.053	VERIFICATO

204	0	0.071	0.170	0.022	VERIFICATO
204	3	0.066	0.170	0.018	VERIFICATO
304	0	0.029	0.170	-0.012	VERIFICATO
304	3	0.023	0.170	-0.016	VERIFICATO

Le Tabelle 4.135-b e 4.136-b riportano le verifiche del criterio di duttilità, riferite alle sezioni di estremità di tutti i pilastri e per uno sforzo normale adimensionalizzato vd-max e vd-min, corrispondente ad un verso positivo e negativo del sisma per la classe di duttilità DCH.

Tabella 4.135-b: Verifica riferita alle sezioni di estremità di tutti i pilastri, per la classe

di duttilità DCH e per uno sforzo normale adimensionalizzato vd-max. Γ Dogini 200 VEDIEICA ь /ь

Flomente	emento Posizione	S1 [1	a . () 1	30μφ · Vd · εsy,d • bc/b0 -	VERIFICA
Liemento	[m]	∨d [-]	α·ω _{wd}	0.035	(?)
101	0	0.069	0.170	0.048	VERIFICATO
101	3	0.064	0.170	0.041	VERIFICATO
201	0	0.045	0.170	0.019	VERIFICATO
201	3	0.040	0.170	0.013	VERIFICATO
301	0	0.020	0.170	-0.011	VERIFICATO
301	3	0.014	0.170	-0.018	VERIFICATO
102	0	0.157	0.170	0.154	VERIFICATO
102	3	0.152	0.170	0.148	VERIFICATO
202	0	0.100	0.170	0.085	VERIFICATO
202	3	0.095	0.170	0.079	VERIFICATO
302	0	0.042	0.170	0.016	VERIFICATO
302	3	0.037	0.170	0.010	VERIFICATO
103	0	0.157	0.170	0.154	VERIFICATO
103	3	0.152	0.170	0.148	VERIFICATO
203	0	0.100	0.170	0.085	VERIFICATO
203	3	0.095	0.170	0.079	VERIFICATO
303	0	0.042	0.170	0.016	VERIFICATO
303	3	0.037	0.170	0.010	VERIFICATO
104	0	0.069	0.170	0.048	VERIFICATO
104	3	0.064	0.170	0.041	VERIFICATO
204	0	0.045	0.170	0.019	VERIFICATO
204	3	0.040	0.170	0.013	VERIFICATO
304	0	0.020	0.170	-0.011	VERIFICATO
304	3	0.014	0.170	-0.018	VERIFICATO

	D · · · []				VERIFICA
Elemento	Posizione [m]	∨d [-]	$\mathbf{\alpha} \cdot \mathbf{\omega}_{wd}$	$30\mu_{m{\varphi}}\cdot v_{m{d}}\cdot \epsilon_{sy,m{d}}\cdot b_c/b_0$ - 0.035	(?)
101	0	0.106	0.170	0.093	VERIFICATO
101	3	0.101	0.170	0.086	VERIFICATO
201	0	0.066	0.170	0.045	VERIFICATO
201	3	0.061	0.170	0.038	VERIFICATO
301	0	0.027	0.170	-0.003	VERIFICATO
301	3	0.022	0.170	-0.009	VERIFICATO
102	0	0.168	0.170	0.167	VERIFICATO
102	3	0.162	0.170	0.160	VERIFICATO
202	0	0.105	0.170	0.091	VERIFICATO
202	3	0.100	0.170	0.085	VERIFICATO
302	0	0.043	0.170	0.017	VERIFICATO
302	3	0.038	0.170	0.011	VERIFICATO
103	0	0.168	0.170	0.167	VERIFICATO
103	3	0.162	0.170	0.160	VERIFICATO
203	0	0.105	0.170	0.091	VERIFICATO
203	3	0.100	0.170	0.085	VERIFICATO
303	0	0.043	0.170	0.017	VERIFICATO
303	3	0.038	0.170	0.011	VERIFICATO
104	0	0.106	0.170	0.093	VERIFICATO
104	3	0.101	0.170	0.086	VERIFICATO
204	0	0.066	0.170	0.045	VERIFICATO
204	3	0.061	0.170	0.038	VERIFICATO
304	0	0.027	0.170	-0.003	VERIFICATO
304	3	0.022	0.170	-0.009	VERIFICATO

Tabella 4.136-b: Verifica riferita alle sezioni di estremità di tutti i pilastri, per la classedi duttilità DCH e per uno sforzo normale adimensionalizzato vd-min.

In base a tutte le verifiche strutturali effettuate per l'elemento pilastro, si considera una sezione trasversale 50x60 cm, con un copriferro nominale pari a 40 mm e 14 ferri longitudinali da 20 mm (14 Φ 20) equamente disposti pari ad un'area As = 4398 mm². Inoltre, si hanno staffe a quattro bracci Φ 8/20 nella zona non dissipativa e Φ 8/12 in quelle dissipative di lunghezza 900 mm.

4.6.3 Nodi trave-pilastro

La procedura prevede di soddisfare le verifiche e i requisiti dei §§ 5.4.3.3, 5.5.2.3 e 5.5.3.3 dell'EC8, considerando la resistenza a compressione e a trazione del puntone di calcestruzzo in ogni pannello nodale e confrontandole con la relativa sollecitazione.

Inoltre, per entrambi i versi del sisma, si considerano sia la classe di duttilità media (DCM) sia la classe di duttilità alta (DCH).

Infine lo sforzo normale e tagliante in ogni elemento, sono espressi in kiloNewton [kN].

4.6.3.1 Classe di duttilità media (DCM)

La Normativa prevede di considerare le prescrizioni del § 5.4.3.3 dell'EC8.

4.6.3.2 Classe di duttilità alta (DCH)

La Normativa prevede di effettuare le verifiche a taglio in ogni nodo interno ed esterno, facendo riferimento ai fattori di sovraresistenza relativi al § 5.5 dell'EC8.

A tal proposito è possibile definire una sollecitazione tagliante nel nucleo di calcestruzzo del nodo (V_{jhd}) , considerando un'area dell'armatura superiore e inferiore della trave pari a $A_{S1} = 1357 \text{ mm}^2 \text{ e } A_{S2} = 760 \text{ mm}^2 \text{ e uno sforzo tagliante nel pilastro sopra il nodo <math>(V_C)$, derivante da entrambi i versi di analisi del sisma.

Le Tabelle 4.137 e 4.138 riportano lo sforzo tagliante V_{jhd} in ogni nodo al variare dei moduli di VC-max e VC-min, riferite ad un verso positivo e negativo dell'azione sismica.

Nodo	Tipologia	Vc-max [kN]	Vjhd-max [kN]
2	NODO EXT.	70.31	566.97
3	NODO EXT.	50.15	587.13
4	NODO EXT.	50.15	587.13
6	NODO INT.	62.26	932.01
7	NODO INT.	34.69	959.58
8	NODO EXT.	34.69	602.59
10	NODO INT.	62.69	931.58
11	NODO INT.	36.05	958.22
12	NODO EXT.	36.05	601.22
14	NODO EXT.	7.44	629.84
15	NODO EXT.	18.05	619.23
16	NODO EXT.	18.05	619.23

Tabella 4.137: Sforzo tagliante Vjhd-max in ogni nodo, al variare del modulo di VC-max.

Tabella 4.138: Sforzo tagliante Vjhd-min in ogni nodo, al variare del modulo di VC-min.

Nodo	Tipologia	Vc-min [kN]	Vjhd-min [kN]	
2	NODO EXT.	7.44	629.84	
3	NODO EXT.	18.05	619.23	

4	NODO EXT.	18.05	619.23
6	NODO INT.	62.69	931.58
7	NODO INT.	36.05	958.22
8	NODO EXT.	36.05	601.22
10	NODO INT.	62.26	932.01
11	NODO INT.	34.69	959.58
12	NODO EXT.	34.69	602.59
14	NODO EXT.	70.31	566.97
15	NODO EXT.	50.15	587.13
16	NODO EXT.	50.15	587.13

La capacità a compressione del puntone, si calcola considerando un coefficiente η pari a 0.43 per i nodi esterni e 0.54 per i nodi interni, larghezza effettiva del nodo (b_j) pari a 500 mm, distanza tra le giaciture più esterne delle armature del pilastro (h_{jc}) pari a 510 mm e forza assiale adimensionalizzata nel pilastro al di sopra del nodo (vd), funzione del verso del sisma.

Le Tabelle 4.139 e 4.140 si riferiscono alla verifica a compressione del puntone di calcestruzzo nei nodi esterni ed interni e al variare degli sforzi v_{d-max} e v_{d-min} , riferiti ad un verso positivo e negativo dell'azione sismica.

Tabella 4.139: Verifica a compressione del puntone di calcestruzzo nei nodi esterni edinterni e al variare dello sforzo vd-max.

Nodo	Vjhd-max [kN]	vd-max [-]	$\mathbf{\eta} \cdot \mathrm{fcd} \cdot \mathrm{bj} \cdot \mathrm{hjc} \cdot \mathrm{radq}(1 - \mathbf{v}\mathrm{d}/\mathbf{\eta}) \ [\mathrm{kN}]$	VERIFICA (?)
2	566.97	0.045	1472.14	VERIFICATO
3	587.13	0.020	1519.09	VERIFICATO
4	587.13	0.014	1528.84	VERIFICATO
6	932.01	0.100	1754.88	VERIFICATO
7	959.58	0.042	1866.02	VERIFICATO
8	602.59	0.037	1486.88	VERIFICATO
10	931.58	0.100	1754.88	VERIFICATO
11	958.22	0.042	1866.02	VERIFICATO
12	601.22	0.037	1486.88	VERIFICATO
14	629.84	0.045	1472.14	VERIFICATO
15	619.23	0.020	1519.09	VERIFICATO
16	619.23	0.014	1528.84	VERIFICATO

 Tabella 4.140: Verifica a compressione del puntone di calcestruzzo nei nodi esterni ed interni e al variare dello sforzo vd-min.

|--|

2	629.84	0.066	1430.93	VERIFICATO
3	619.23	0.027	1505.93	VERIFICATO
4	619.23	0.022	1515.77	VERIFICATO
6	931.58	0.105	1744.51	VERIFICATO
7	958.22	0.043	1864.55	VERIFICATO
8	601.22	0.038	1485.40	VERIFICATO
10	932.01	0.105	1744.51	VERIFICATO
11	959.58	0.043	1864.55	VERIFICATO
12	602.59	0.038	1485.40	VERIFICATO
14	566.97	0.066	1430.93	VERIFICATO
15	587.13	0.027	1505.93	VERIFICATO
16	587.13	0.022	1515.77	VERIFICATO

La capacità a trazione del puntone invece, può essere identificata attraverso due differenti strade.

In questo caso, è necessario trovare il quantitativo di staffe orizzontali che soddisfano le Relazioni (5.36a) e (5.36b) dell'EC8, poiché corrispondono alla verifica più condizionante.

Queste disuguaglianze si riferiscono a quantità già definite e ad una forza assiale adimensionalizzata (vd) agente al di sopra del nodo, per i nodi interni e al di sotto del nodo, per i nodi esterni.

Di conseguenza si considerano staffe orizzontali chiuse a quattro bracci da 10 mm, corrispondenti ad un'area pari a 393 mm² e con un passo di 60 mm ($\Phi 10/6$).

Le Tabelle 4.141 e 4.142 si riferiscono alla verifica a trazione del puntone di calcestruzzo nei nodi esterni ed interni e al variare degli sforzi vd-max e vd-min, riferiti ad un verso positivo e negativo dell'azione sismica.

Nodo	vd-max [-]	${f Ash}\cdot{f fywd}$ [kN]	$\begin{array}{c} \mathbf{Y}\mathbf{Rd} \cdot (\mathbf{AS1} + \mathbf{AS2}) \cdot \mathbf{f} \mathbf{y} \mathbf{d} \\ \cdot (1 - 0.8 \cdot \mathbf{v} \mathbf{d}) \\ \mathbf{[kN]} \end{array}$	$\begin{array}{l} \mathbf{Y} \mathbf{R} \mathbf{d} \cdot \mathbf{A} \mathbf{S} 2 \cdot \mathbf{f} \mathbf{y} \mathbf{d} \cdot \\ (1 - 0.8 \cdot \mathbf{v} \mathbf{d}) \\ \mathbf{[kN]} \end{array}$	VERIFICA (?)
2	0.045	1075.65	-	357.00	VERIFICATO
3	0.020	1075.65	-	357.00	VERIFICATO
4	0.014	1075.65	-	357.00	VERIFICATO
6	0.100	1075.65	994.27	-	VERIFICATO
7	0.042	1075.65	994.27	_	VERIFICATO
8	0.037	1075.65	-	357.00	VERIFICATO

Tabella 4.141: Verifica a trazione del puntone di calcestruzzo nei nodi esterni ed interni e al
variare dello sforzo vd-max.

10	0.100	1075.65	994.27	-	VERIFICATO
11	0.042	1075.65	994.27	_	VERIFICATO
12	0.037	1075.65	-	357.00	VERIFICATO
14	0.045	1075.65	-	357.00	VERIFICATO
15	0.020	1075.65	-	357.00	VERIFICATO
16	0.014	1075.65	-	357.00	VERIFICATO

Tabella 4.142: Verifica a trazione del puntone di calcestruzzo nei nodi esterni ed interni e al
variare dello sforzo vd-min.

Nodo	vd-min [-]	${f Ash}\cdot{f fywd}$ [kN]	$\begin{array}{c} \mathbf{Y} \mathbf{R} \mathbf{d} \cdot (\mathbf{A} \mathbf{S} 1 + \mathbf{A} \mathbf{S} 2) \cdot \mathbf{f} \mathbf{y} \mathbf{d} \\ \cdot (1 - 0 \cdot 8 \cdot \mathbf{v} \mathbf{d}) \\ \mathbf{[kN]} \end{array}$	$egin{array}{llllllllllllllllllllllllllllllllllll$	VERIFICA (?)
2	0.066	1075.65	-	357.00	VERIFICATO
3	0.027	1075.65	-	357.00	VERIFICATO
4	0.022	1075.65	-	357.00	VERIFICATO
6	0.105	1075.65	994.27	-	VERIFICATO
7	0.043	1075.65	994.27	-	VERIFICATO
8	0.038	1075.65	-	357.00	VERIFICATO
10	0.105	1075.65	994.27	-	VERIFICATO
11	0.043	1075.65	994.27	-	VERIFICATO
12	0.038	1075.65	-	357.00	VERIFICATO
14	0.066	1075.65	-	357.00	VERIFICATO
15	0.027	1075.65	-	357.00	VERIFICATO
16	0.022	1075.65	-	357.00	VERIFICATO

Di conseguenza, in tutti i nodi trave-pilastro sono disposte staffe orizzontali a quattro bracci $\Phi 10/6$, equivalenti ad un'area totale A_{sh} = 2749 mm².

Infine si considera un'adeguata armatura verticale passante nel nodo, al fine di soddisfare la Relazione (5.37) dell'EC8.

Tale diseguaglianza infatti, si riferisce ad un'area totale delle barre intermedie ai lati di tutte le colonne $A_{sv,i} = 3142 \text{ mm}^2$ (corrispondente a $10\Phi 20$), e ad un limite inferiore pari a 2225 mm².

La Relazione (5.37), in tutti i nodi trave-pilastro, risulta perciò soddisfatta.

In base alle considerazioni del paragrafo 4.6.3 fin qui effettuate, nell'elemento nodo trave-pilastro si considerano staffe orizzontali a quattro bracci $\Phi 10/6$.

La Figura 4.10 rappresenta le armature longitudinali del telaio (a), le staffe e una sezione caratteristica della trave (b) e le staffe e una sezione caratteristica del pilastro (c), con misure in millimetri [mm].



Figura 4.10: Armature longitudinali del telaio (a), staffe e una sezione caratteristica della trave (b) e staffe e una sezione caratteristica del pilastro (c).

4.7 Verifica spostamenti di interpiano EC8

La procedura consiste nell'utilizzo della combinazione SLD al fine di soddisfare la Relazione (4.32) dell'EC8.

Le Tabelle 4.31 e 4.33 racchiudono gli spostamenti di interpiano (dr), sia nel caso di membrature non fessurate che fessurate.

Di conseguenza, è possibile effettuare la verifica considerando un fattore di comportamento q = 1 ed un'altezza di piano h pari a 3 m.

Le Tabelle 4.143 e 4.144 riportano le verifiche per i due spostamenti di interpiano, nel caso di membrature non fessurate e fessurate.

Tabella 4.143 :	Verifiche per i	due spostamenti d	li interpiano,	, nel caso	o di membratu	re non
fessurate.						

Piano	$\mathbf{q} \cdot \mathbf{dr} \ [\mathbf{mm}]$	$0.0075 \cdot h \ [mm]$	VERIFICA (?)
1-2	4.2	22.5	VERIFICATO
2-3	2.8	22.5	VERIFICATO

Tabella 4.144: Verifiche per i due spostamenti di interpiano, nel caso di membrature
fessurate.

Piano	$\mathbf{q} \cdot \mathbf{dr} \ [\mathbf{mm}]$	$0.0075 \cdot h \ [mm]$	VERIFICA (?)
1-2	7.2	22.5	VERIFICATO
2-3	5.2	22.5	VERIFICATO

5. Caso studio con membrature non confinate

La struttura è stata progettata in Classe di Duttilità Media e Alta seguendo le regole delle NTC2018 e dell'EC8, le quali hanno permesso il dimensionamento degli elementi che compongono il telaio.

A questo punto si è considerato lo studio del solo caso di progettazione in Classe di Duttilità Alta (CD"A") delle NTC, il quale ingloba le diverse progettazioni proposte e che impone, dopo il collaudo della struttura, di assumere l'edificio in esame nella categoria delle strutture esistenti.

Si noti, infine, che anche se nella progettazione non si tiene conto del confinamento, esso si considera nella fase di definizione della capacità strutturale a presso-flessione implementata all'interno dell'software "SAP2000" e nella verifica di sicurezza a taglio in condizioni cicliche, la quale descrive un eventuale collasso della struttura.

5.1 Azioni sulla struttura

La modellazione delle azioni comprende i carichi gravitazionali di progetto dei §§ 4.1.1.1, 4.1.1.2 e 4.1.1.3. Tali azioni sono le condizioni iniziali del modello.

Inoltre, si considera la presenza di 30 azioni sismiche, opportunamente selezionate.

5.1.1 Azioni sismiche

Il carico sismico prevede l'applicazione di 30 accelerogrammi con le seguenti caratteristiche:

#	Year	Earthquake name	Recording station name	Vs30 [m/s]	Fault type	M [-]	Rs [km]	PGA [g]
1	1994	Northridge	Beverly Hills-Mulhol	356	Thrust	6.7	13.3	0.52
2	1994	Northridge	Canyon Country- WLC	309	Thrust	6.7	26.5	0.48
3	1994	Northridge	LA-Hollywood Stor	316	Thrust	6.7	22.9	0.36
4	1999	Duzce, Turkey	Bolu	326	Strike- slip	7.1	41.3	0.82
5	1999	Hector Mine	Hector	685	Strike- slip	7.1	26.5	0.34
6	1979	Imperial Valley	Delta	275	Strike- slip	6.5	33.7	0.35

 Tabella 5.1: Caratteristiche dei 30 sismi selezionati.

7	1979	Imperial Valley	El Centro Array #11	196	Strike- slip	6.5	29.4	0.38
8	1995	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	609	Strike- slip	6.9	8.7	0.51
9	1995	Kobe, Japan	Shin-Osaka	256	Strike- slip	6.9	46.0	0.24
10	1999	Kocaeli, Turkey	Duzce	276	Strike- slip	7.5	98.2	0.36
11	1999	Kocaeli, Turkey	Arcelik	523	Strike- slip	7.5	53.7	0.22
12	1992	Landers	Yermo Fire Station	354	Strike- slip	7.3	86.0	0.24
13	1992	Landers	Coolwater	271	Strike- slip	7.3	82.1	0.42
14	1989	Loma Prieta	Capitola	289	Strike- slip	6.9	9.8	0.53
15	1989	Loma Prieta	Gilroy Array $\#3$	350	Strike- slip	6.9	31.4	0.56
16	1990	Manjil, Iran	Abbar	724	Strike- slip	7.4	40.4	0.51
17	1987	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.	192	Strike- slip	6.5	35.8	0.36
18	1987	Superstition Hills	Poe Road (temp)	208	Strike- slip	6.5	11.2	0.45
19	1987	Superstition Hills	Westmorland Fire Stat.	194	Strike- slip	6.5	15.1	0.21
20	1992	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	312	Thrust	7.0	22.7	0.55
21	1999	Chi-Chi, Taiwan	CHY101	259	Thrust	7.6	32.0	0.44
22	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU045	705	Thrust	7.6	77.5	0.51
23	1971	San Fernando	LA-Hollywood Stor	316	Thrust	6.6	39.5	0.21
24	1976	Friuli, Italy	Tolmezzo	425	Thrust	6.5	20.2	0.35
25	1980	Irpinia	Bisaccia	496		6.9	21.3	0.94
26	1979	Montenegro	ST64	1,083	Thrust	6.9	21.0	0.18
27	1997	Umbria Marche	ST238	n/a	Normal	6.0	21.5	0.19
28	2000	South Iceland	ST2487	n/a	Strike- slip	6.5	13.0	0.16
29	2000	South Iceland (a.s.)	ST2557	n/a	Strike- slip	6.4	15.0	0.13
30	2003	Bingol	ST539	806	Strike- slip	6.3	14.0	0.30

5.2 Capacità della struttura

Il comportamento strutturale è rappresentato attraverso la non linearità del materiale e una differenziazione tra non confinamento e confinamento del calcestruzzo, generato dalle staffe presenti nei diversi elementi.

Al fine di descrivere al meglio tale situazione, si sono considerati 3 diversi legami costitutivi del calcestruzzo con comportamento elasto-plastico e un legame dell'acciaio con comportamento elasto-perfettamente plastico.

La dissipazione all'interno del modello è considerata attraverso il comportamento isteretico della sezione in calcestruzzo armato, a causa della presenza di azioni cicliche rappresentate dai 30 accelerogrammi.

Infine tale comportamento è modellato attraverso l'introduzione di cerniere a plasticità diffusa, le quali descrivono la non linearità del materiale all'interno di ogni elemento del modello.

5.2.1 Materiali

La non linearità del materiale è rappresentata attraverso i legami costitutivi con curve tensione versus deformazione $\sigma_1 - \varepsilon_1$, riferite alla direzione assiale di ogni membratura nel suo sistema di riferimento locale.

Il calcestruzzo è modellato come materiale di tipo isotropo e con un comportamento non-simmetrico a trazione e compressione.

L'acciaio delle armature invece, è modellato come materiale di tipo uniassiale e con un comportamento simmetrico a trazione e compressione.

5.2.1.1 Calcestruzzo

Le diverse sezioni trasversali di travi e pilastri, precedentemente progettate, presentano staffe che creano una diversità tra il comportamento del calcestruzzo racchiuso da tali armature e quello presente nel copriferro.

Tali considerazioni sul calcestruzzo sono rappresentate attraverso l'introduzione di 3 diverse coppie di modelli, riferiti rispettivamente al comportamento del calcestruzzo non confinato e confinato.

• Modelli di Hognestad (1951) e Saatcioglu & Razvi (1992): tali legami in compressione sono teorici e riferiti rispettivamente al comportamento del calcestruzzo non confinato e confinato.

• Legame costitutivo di Hognestad: consiste in un braccio parabolico ascendente e un tratto lineare discendente.

Il valore di tensione massima di compressione (f'_{co}) , si considera pari al valore medio di tensione del calcestruzzo (f_{cm}) .

La resistenza f_{cm} si ottiene attraverso la relazione di una distribuzione lognormale, funzione della tensione cilindrica in compressione per il frattile 5% (f_{ck}), del coefficiente della distribuzione normale per lo stesso frattile ($k_{p,0}$) e del coefficiente di variazione (CoV).

La Relazione (5.1) è un'equazione approssimata valida per CoV < 0.2.

$$f_{cm} = \frac{f_{ck}}{exp(-k_{p,0} \cdot CoV)}$$
(5.1)

A tale resistenza massima f'co, si riferisce un valore di deformazione ε_{01} .

Il ramo parabolico ascendente del legame costitutivo, per una deformazione $\varepsilon_c \in [0, \varepsilon_{01}]$, è descritto attraverso la Relazione (5.2).

$$f_{c}(\varepsilon_{c}) = f'_{co} \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{c}}{\varepsilon_{01}}\right) - \left(\frac{\varepsilon_{c}}{\varepsilon_{01}}\right)^{2}\right] \le f'_{co}$$
(5.2)

Il tratto lineare discendente, invece, si esprime conoscendo la deformazione ε_{085} all'85% del livello di resistenza oltre il picco di tensione f'_{co}.

Tale deformazione corrisponde alla deformazione ultima di compressione del calcestruzzo non confinato (ε_{cu}).

Infine nella Relazione (5.3), si può ricavare il valore del modulo elastico del calcestruzzo non confinato (E_c), funzione della resistenza f'_{co}.

$$E_c = 12680 + 460 \cdot f'_{co} [MPa] \tag{5.3}$$

La Tabella 5.2 racchiude le caratteristiche del modello per il calcestruzzo C25/30 non confinato.

Classe di resistenza $C25/30$		
Resistenza caratteristica cubica, Rck [MPa]	30.00	
Resistenza caratteristica cilindrica, fck [MPa]	24.90	
Coefficiente di variazione, CoV [-]	0.15	
Coefficiente della distribuzione normale per il frattile 5%, $k_{p,0}$ [-]	1.645	
Resistenza a compressione media, fcm [MPa]	31.87	
Deformazione riferita alla resistenza massima f'co, ε_{01} [-]	0.0020	

Tabella 5.2: Caratteristiche del modello per il calcestruzzo C25/30 non confinato.

Deformazione ultima di compressione, ε cu [-]	0.0035
Modulo elastico del calcestruzzo non confinato, Ec [MPa]	27340

La Tabella 5.3 riporta i valori del legame costitutivo in compressione di Hognestad, importati nel software di calcolo SAP2000 v20.

Inoltre sono presenti i valori di tensione e deformazione del calcestruzzo in trazione. Tale legame è formato da due tratti lineari, con un valore di picco supposto pari al valore medio del calcestruzzo a trazione (f_{ctm}) (Espressione (5.4)).

$$f_{ctm} = 7.5 \cdot \sqrt{f'_{co}/145.038} \tag{5.4}$$

εc [-]	σc [MPa]
-0.0035	-27.09
-0.0020	-31.87
-0.0016	-30.59
-0.0012	-26.77
-0.0008	-20.40
-0.0004	-11.47
0	0
0.0001	3.52
0.0012	0

 Tabella 5.3:
 Valori del legame costitutivo di Hognestad.

 Legame costitutivo di Saatcioglu & Razvi: consiste in un braccio parabolico ascendente e un tratto lineare discendente con un eventuale ramo costante corrispondente al 20% del livello di resistenza.

La presenza dello sforzo assiale N_1 , genera una deformazione laterale per l'effetto Poisson. A questa azione si ha una reazione delle armature trasversali nelle sezioni di travi e pilastri, che produce infine una pressione di confinamento laterale.

La distribuzione si traduce in un incremento della resistenza e duttilità del materiale.

In particolare, tale pressione è applicata ad una superficie laterale e non è uniforme lungo il suo sviluppo. Infatti essa presenta valori più alti in prossimità degli angoli, grazie alla rigidezza estensionale dei bracci trasversali delle relative staffe, e valori più bassi muovendosi lateralmente lungo la larghezza della sezione. Ciò è dovuto ad un minor contributo generato dalla sola rigidezza flessione della staffa, che dipende da dimensione e distanza tra le barre legate di armatura longitudinali successive.



Figura 5.2: Pressione laterale che tende a diminuire dagli angoli verso il centro della sezione trasversale (figura tratta dalla pubblicazione "Murat Saatcioglu, Salim Razvi, 1992, Strength and Ductility of Confined Concrete").

Si noti che allontanandosi dalle armature longitudinali, tale distribuzione tende a ridursi più velocemente in direzione longitudinale che in quella trasversale.



Figura 5.3: Velocità diverse di riduzione della pressione in direzione trasversale e longitudinale (figura tratta dalla pubblicazione "Murat Saatcioglu, Salim Razvi, 1992, Strength and Ductility of Confined Concrete").

Se ora si suppone una distanza ravvicinata tra le armature longitudinali legate da staffe, si può definire una pressione laterale media ipotizzabile uniforme (f_l). Essa si ricava dal rapporto tra la somma delle forze trasversali dei bracci di ogni staffa, equivalente al prodotto tra l'area (A_s) e la tensione di snervamento (f_y) di ogni braccio, e la superficie di applicazione del nucleo di calcestruzzo, equivalente alla distanza trasversale tra i baricentri di ogni braccio delle staffe $(b_{cx} e b_{cy})$ e la distanza longitudinale tra i baricentri di staffe consecutive (s). Inoltre tale relazione può contenere anche un contributo (sin α), che considera un eventuale angolo (α) tra i bracci delle staffe, in questo caso pari a 90 gradi.

Si noti che il valore di tensione di snervamento (f_y) , si considera pari al valore medio di tensione dell'acciaio (f_{ym}) .

Tale valore di resistenza si ottiene attraverso la relazione di una distribuzione log-normale, funzione della tensione cilindrica di snervamento per il frattile 5% (f_{yk}) , del coefficiente della distribuzione normale per lo stesso frattile $(k_{p,0})$ e del coefficiente di variazione (CoV).

La Relazione (5.6) è un'equazione approssimata valida per CoV < 0.2.

$$f_{ym} = \frac{f_{yk}}{exp(-k_{p,0} \cdot CoV)}$$
(5.6)

Quindi, essendo le sezioni trasversali in esame rettangolari, si effettua tale considerazione sia per una pressione perpendicolare alla direzione x sia alla direzione y (Equazioni (5.7) e (5.8)).

$$f_{lx} = \frac{\sum A_{sy} \cdot f_y \cdot \sin \alpha}{b_{cx} \cdot s}$$
(5.7)

$$f_{ly} = \frac{\sum A_{sx} \cdot f_y \cdot \sin \alpha}{b_{cy} \cdot s}$$
(5.8)

Si noti che la distanza tra le armature longitudinali successive, potrebbe essere tale da non considerare la distribuzione più uniforme. Quindi al fine di rappresentare le condizioni reali del modello, si effettua una riduzione della pressione laterale media, ottenendo una pressione laterale equivalente (f_{le}).

Tale distribuzione deriva dal prodotto della pressione laterale uniforme (f_1) e il coefficiente (k_2) .



Figura 5.4: Differenze tra la pressione reale, media e equivalente (figura tratta dalla pubblicazione "Murat Saatcioglu, Salim Razvi, 1992, Strength and Ductility of Confined Concrete").

Questo nuovo contributo deriva da un'analisi di regressione di numerosi test ed è funzione della distanza trasversale tra armature longitudinali consecutive (s_l) , delle dimensioni del nucleo di calcestruzzo (b_c) e (s) e della pressione laterale uniforme (f_l) .

Tali coefficienti si considerano differenti sia in direzione x sia in direzione y (Espressioni (5.9) e (5.10)).

$$k_{2x} = 0.26 \cdot \sqrt{\left(\frac{b_{cx}}{s}\right) \left(\frac{b_{cx}}{s_{lx}}\right) \left(\frac{1}{f_{lx}}\right)} \le 1.0$$
(5.9)

$$k_{2y} = 0.26 \cdot \sqrt{\left(\frac{b_{cy}}{s}\right) \left(\frac{b_{cy}}{s_{ly}}\right) \left(\frac{1}{f_{ly}}\right)} \le 1.0$$
(5.10)

Di conseguenza dalle Relazioni (5.11) e (5.12), si ricavano le pressioni laterali equivalenti sia in direzione x sia in direzione y.

$$f_{lex} = k_{2x} \cdot f_{lx} \tag{5.11}$$

$$f_{ley} = k_{2y} \cdot f_{ly} \tag{5.12}$$



Figura 5.5: Distribuzione laterale nelle sezioni rettangolari (figura tratta dalla pubblicazione "Murat Saatcioglu, Salim Razvi, 1992, Strength and Ductility of Confined Concrete").

A questo punto è possibile ricavare una pressione laterale equivalente (f_{le}) , ottenuta come media pesata delle distribuzioni (f_{lex}) e (f_{ley}) rispetto alle dimensioni trasversali del nucleo (b_{cx}) e (b_{cy}) (Relazione (5.13)).

$$f_{le} = \frac{f_{lex} \cdot b_{cx} + f_{ley} \cdot b_{cy}}{b_{cx} + b_{cy}}$$
(5.13)

Adesso si introduce un ulteriore coefficiente (k_1) , che assume valori più bassi quanto più il coefficiente di Poisson è elevato. Ciò equivale a considerare un decadimento di k_1 all'aumentare della pressione laterale.

Infatti, tramite analisi di regressione di diversi test, si ottiene la Relazione (5.14).

$$k_1 = 6.7 \cdot (f_{le})^{-0.17} \ [MPa] \tag{5.14}$$

Tali considerazioni permettono di ricavare la resistenza del calcestruzzo confinato (f'_{cc}), attraverso una relazione che esprime la resistenza triassiale del calcestruzzo in termini di resistenza uniassiale, ed è funzione della resistenza del calcestruzzo non confinato (f'_{co}) e della pressione laterale equivalente (f_{le}) (Espressione (5.15)).

$$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 \cdot f_{le} \tag{5.15}$$

A tale resistenza massima f'_{cc} si riferisce un valore di deformazione ε_1 .

Tale valore è funzione della deformazione ε_{01} , riferita al valore massimo della resistenza del calcestruzzo non confinato (f'co) e di un coefficiente K, funzione di k₁, f'co e f_{le}.

Le Relazioni (5.16) e (5.17) sono riferite, allo scopo della trattazione, ad un calcestruzzo di media resistenza.

$$K = \frac{k_1 \cdot f_{le}}{f'_{co}} \tag{5.16}$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{01} \cdot (1 + 5 \cdot K) \tag{5.17}$$

Queste considerazioni permettono di descrivere il braccio parabolico ascendente del legame costitutivo per una deformazione $\varepsilon_c \in [0, \varepsilon_1]$, attraverso la Relazione (5.18).

$$f_c(\varepsilon_c) = f'_{cc} \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_1}\right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_1}\right)^2\right]^{1/(1+2\cdot K)} \le f'_{cc}$$
(5.18)

Invece, il tratto lineare discendente, si esprime conoscendo la deformazione ε_{85} all'85% del livello di resistenza oltre il picco di tensione f'_{cc}.

Tale valore è funzione della deformazione ε_1 , del quantitativo di rinforzo trasversale (ρ) (adimensionalizzato rispetto alle dimensioni del nucleo di calcestruzzo s, b_{cx} e b_{cy}) e della deformazione ε_{085} all'85% del livello di resistenza oltre il picco di tensione f'_{co} (Equazione (5.19)).

$$\rho = \frac{\sum A_s}{s \cdot (b_{cx} + b_{cy})} \tag{5.19}$$

La Relazione (5.20) si ricava dall'analisi di regressione di numerosi test.

$$\varepsilon_{85} = 260 \cdot \rho \cdot \varepsilon_1 + \varepsilon_{085} \tag{5.20}$$

Ciò permette di ricavare la deformazione ultima di compressione del calcestruzzo confinato (ε_{ccu}).

Infine dall'Espressione (5.21), si può ricavare il valore del modulo elastico del calcestruzzo confinato (E_{cc}), funzione della resistenza f'_{cc}.

$$E_{cc} = 12680 + 460 \cdot f'_{cc} [MPa] \tag{5.21}$$

In Figura 5.6 si riporta il modello del calcestruzzo confinato proposto.



Figura 5.6: Modelli di Hognestad e Saatcioglu & Razvi (figura tratta dalla pubblicazione "Murat Saatcioglu, Salim Razvi, 1992, Strength and Ductility of Confined Concrete").

Le Tabelle 5.4, 5.5 e 5.6 racchiudono le caratteristiche del modello per l'acciaio B450C delle staffe, per il calcestruzzo C25/30 confinato delle travi e per il calcestruzzo C25/30 confinato dei pilastri.

Acciaio B450C	
Resistenza caratteristica di snervamento, fyk [MPa]	450.00
Coefficiente di variazione, CoV [-]	0.05
Coefficiente della distribuzione normale per il frattile 5%, $k_{p,0}$ [-]	1.645
Resistenza media di snervamento, fym [MPa]	488.58
Deformazione riferita alla resistenza snervamento fym, ε_y [-]	0.0024
Deformazione ultima, ε_u [-]	0.0750

 Tabella 5.4: Caratteristiche del modello per l'acciaio B450C delle staffe.

Tabella 5.5: Caratteristiche del modello per il calcestruzzo C25/30 confinato delle
travi.

Sezione trave	
Area bracci staffe in direzione x, $Asx [mm^2]$	101
Area bracci staffe in direzione y, Asy $[mm^2]$	101
Larghezza nucleo di calcestruzzo in direzione x, bcx [mm]	312
Larghezza nucleo di calcestruzzo in direzione y, bcy [mm]	412
Passo longitudinale staffe, s [mm]	70
Pressione laterale media perpendicolare alla direzione x, flx [MPa]	2.25
Pressione laterale media perpendicolare alla direzione y, fly [MPa]	1.70
Coefficiente k2x [-]	0.386
Coefficiente k2y [-]	0.502

Pressione laterale equivalente perpendicolare alla direzione x, flex [MPa]	0.87
Pressione laterale equivalente perpendicolare alla direzione y, fley [MPa]	0.85
Pressione laterale equivalente, fle [MPa]	0.86
Coefficiente k1 [-]	6.87
Resistenza a compressione calcestruzzo non confinato, f'co [MPa]	31.87
Resistenza a compressione calcestruzzo confinato, f'cc [MPa]	37.78
Coefficiente K [-]	0.19
Deformazione riferita alla resistenza massima f'co, ϵ_{01} [-]	0.0020
Deformazione riferita alla resistenza massima f'cc, ε_1 [-]	0.0039
Quantitativo adimensionalizzato di armatura trasversale, ρ [-]	0.0040
Deformazione riferita all'85% della resistenza massima f' co, ε_{085} [-]	0.0035
Deformazione riferita all'85% della resistenza massima f'cc, ε_{85} [-]	0.0075
Deformazione ultima di compressione, ε ccu [-]	0.02
Modulo elastico del calcestruzzo confinato, Ecc [MPa]	30060

Tabella 5.6: Caratteristiche del modello per il calcestruzzo C25/30 confinato dei pilastri.

Sezione pilastro	
Area bracci staffe in direzione x, Asx [mm ²]	251
Area bracci staffe in direzione y, Asy [mm ²]	285
Larghezza nucleo di calcestruzzo in direzione x, bcx [mm]	512
Larghezza nucleo di calcestruzzo in direzione y, bcy [mm]	412
Passo longitudinale staffe, s [mm]	120
Pressione laterale media perpendicolare alla direzione x, flx [MPa]	2.27
Pressione laterale media perpendicolare alla direzione y, fly [MPa]	2.48
Coefficiente k2x [-]	0.734
Coefficiente k2y [-]	0.548
Pressione laterale equivalente perpendicolare alla direzione x, flex [MPa]	1.66
Pressione laterale equivalente perpendicolare alla direzione y, fley [MPa]	1.36
Pressione laterale equivalente, fle [MPa]	1.53
Coefficiente k1 [-]	6.23
Resistenza a compressione calcestruzzo non confinato, f'co [MPa]	31.87
Resistenza a compressione calcestruzzo confinato, f'cc [MPa]	41.40
Coefficiente K [-]	0.30
Deformazione riferita alla resistenza massima f'co, ε_{01} [-]	0.0020
Deformazione riferita alla resistenza massima f'cc, ε_1 [-]	0.0050
Quantitativo adimensionalizzato di armatura trasversale, ρ [-]	0.0048
Deformazione riferita all'85% della resistenza massima f'co, ε_{085} [-]	0.0035
Deformazione riferita all'85% della resistenza massima f'cc, ε_{85} [-]	0.0098
Deformazione ultima di compressione, ɛccu [-]	0.02
Modulo elastico del calcestruzzo confinato, Ecc [MPa]	31723

Le Tabelle 5.7 e 5.8 riportano i valori dei legami costitutivi in compressione di Saatcioglu & Razvi per travi e pilastri, importati nel software di calcolo SAP2000 v20.

Inoltre sono presenti i valori di tensione e deformazione del calcestruzzo in trazione. Tale legame è formato da due tratti lineari, con un valore di picco supposto pari al valore medio del calcestruzzo a trazione (f_{ctm}) (Espressione (5.22)).

$$f_{ctm} = 7.5 \cdot \sqrt{f_{co}' / 145.038} \tag{5.22}$$

εc [-]	σc [MPa]
-0.0200	-12.52
-0.0039	-37.78
-0.0031	-36.67
-0.0023	-33.27
-0.0015	-27.28
-0.0008	-17.93
0	0
0.0001	3.52
0.0012	0

Tabella 5.7: Valori del legame costitutivo di Saatcioglu & Razvi per le travi.

Tabella 5.8: Valori del legame costitutivo di Saatcioglu & Razvi per i pilastri.

εc [-]	σc [MPa]
-0.0200	-21.91
-0.0050	-41.40
-0.0040	-40.35
-0.0030	-37.12
-0.0020	-31.31
-0.0010	-21.84
0	0
0.0001	3.52
0.0012	0

La Figura 5.7 rappresenta i legami costitutivi in compressione di Hognestad, Saatcioglu & Razvi e quelli in trazione, sia per travi che pilastri.



Figura 5.7: Legami costitutivi del calcestruzzo non confinato e confinato per gli elementi trave e pilastro.

- Modelli di Mander et al. (1984): tali legami in compressione sono teorici e riferiti rispettivamente al comportamento del calcestruzzo non confinato e confinato.
 - Legame costitutivo di Mander per il calcestruzzo non confinato: consiste in un braccio curvilineo ascendente e un tratto lineare discendente.

Il valore di tensione massima di compressione (f'_{co}) , si considera pari al valore medio di tensione del calcestruzzo (f_{cm}) , ottenuto attraverso la Relazione (5.1).

A tale resistenza massima f'_co si riferisce un valore di deformazione ε_{co} .

Il ramo curvilineo ascendente del legame costitutivo, per una deformazione $\varepsilon_c \in [0, 2\varepsilon_{co}]$, è descritto attraverso la Relazione (5.27). Tale espressione è funzione della resistenza massima f'_{co}, della deformazione ε_{co} , del modulo elastico tangente (E_c) e del modulo elastico secante (E_{sec}).

$$E_c = 5,000 \cdot \sqrt{f_{co}'} \,[MPa] \tag{5.23}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{co}}{\varepsilon_{co}} \tag{5.24}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \tag{5.25}$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}}$$
(5.26)

$$f_c(\varepsilon_c) = \frac{f'_{co} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r}$$
(5.27)

Invece, il tratto lineare discendente, si esprime attraverso la Relazione (5.28), supponendo un valore di resistenza nullo riferito alla deformazione di spalling ε_{sp} .

La deformazione $\epsilon_{\rm sp}$ corrisponde alla deformazione ultima di compressione del calcestruzzo non confinato.

$$f_c(\varepsilon_c) = \left(\frac{2 \cdot f_{co} \cdot r}{r - 1 + 2^r}\right) \cdot \left(\frac{\varepsilon_{sp} - \varepsilon_c}{\varepsilon_{sp} - 2 \cdot \varepsilon_{co}}\right)$$
(5.28)

La Tabella 5.9 racchiude le caratteristiche del modello per il calcestruzzo C25/30 non confinato.

Tabella 5.9: Caratteristiche del modello per il calcestruzzo C25/30 non confinato.

Classe di resistenza $C25/30$	
Resistenza caratteristica cubica, Rck [MPa]	30.00
Resistenza caratteristica cilindrica, fck [MPa]	24.90
Coefficiente di variazione, CoV [-]	0.15
Coefficiente della distribuzione normale per il frattile 5%, $k_{p,0}$ [-]	1.645
Resistenza a compressione media, fcm [MPa]	31.87
Deformazione riferita alla resistenza massima f'co, ε co [-]	0.0020
Deformazione ultima di compressione, ϵ_{sp} [-]	0.0035
Modulo elastico tangente del calcestruzzo non confinato, Ec [MPa]	28226
Modulo elastico secante del calcestruzzo non confinato, Esec [MPa]	15934

La Tabella 5.10 riporta i valori del legame costitutivo in compressione di Mander, importati nel software di calcolo SAP2000 v20.

Inoltre sono presenti i valori di tensione e deformazione del calcestruzzo in trazione. Tale legame è formato da due tratti lineari, con un valore di picco supposto pari al valore medio del calcestruzzo a trazione (f_{ctm}) (Espressione (5.29)).

$$f_{ctm} = 7.5 \cdot \sqrt{f_{co}' / 145.038} \tag{5.29}$$

Tabella 5.10: Valori del legame costitutivo di Mander.

ες [-]	σc [MPa]
-0.0035	0
-0.0032	-27.64

-0.0020	-31.87
-0.0015	-30.28
-0.0010	-24.39
-0.0005	-13.68
0	0
0.0001	3.52
0.0012	0

• Legame costitutivo di Mander per il calcestruzzo confinato: consiste in una funzione con andamento monotono e non lineare.

La presenza dello sforzo assiale N_1 , genera una deformazione laterale per l'effetto Poisson. A questa azione si ha una reazione delle armature trasversali nelle sezioni di travi e pilastri, che produce infine una pressione di confinamento laterale.

La distribuzione si traduce in un incremento della resistenza e duttilità del materiale.

In particolare, tale pressione è applicata ad una superficie laterale e non è uniforme lungo il suo sviluppo. Infatti si genera un effetto arco descritto da una parabola di secondo grado con pendenza iniziale pari alla tangente di 45°.

Tale effetto si produce sia tra le staffe lungo lo sviluppo longitudinale dell'elemento, sia trasversalmente nello spazio tra le armature longitudinali di ogni sezione.



Figura 5.10: Effetto arco in direzione trasversale e longitudinale e differenza tra area efficace confinata e non confinata nelle sezioni rettangolari (figura tratta dalla pubblicazione "Mander, J.B., M.J.N. Priestley, and R. Park 1984. *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*. Journal of Structural Engineering. ASCE. 114(8). 1804-1826.").

A questo punto dall'area di ogni parabola, si individua quella confinata efficace, ottenuta dalla sottrazione di quella non efficace.

L'area inefficace totale in ogni sezione, espressa dalla Relazione (5.30), è funzione della distanza *i*-esima tra le *n* armature longitudinali successive (w_i) .

$$A_i = \sum_{i=1}^n \frac{(w_i')^2}{6}$$
(5.30)

Successivamente, considerando anche il contributo dell'area inefficace in direzione longitudinale, l'area efficace totale nel nucleo di calcestruzzo confinato (A_e) in mezzeria tra livelli successivi di staffe, è esprimibile dalla Relazione (5.31).

Tale espressione è funzione del nucleo di calcestruzzo, equivalente alla distanza trasversale tra i baricentri di ogni braccio delle staffe ($b_c e d_c, b_c \ge d_c$) e la distanza longitudinale tra i fili interni di staffe consecutive (s').

$$A_e = (b_c \cdot d_c - A_i) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot b_c}\right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot d_c}\right)$$
(5.31)

Di conseguenza è possibile ricavare il coefficiente di confinamento efficace (k_e), funzione dell'area A_e e dell'area del calcestruzzo confinato (A_{cc}), in cui A_e < A_{cc}.

L'area A_{cc} si esprime conoscendo l'area del nucleo di calcestruzzo racchiusa dalle staffe perimetrali (A_c) e dal quantitativo adimensionalizzato (ρ_{cc}) di armature longitudinali (A_{sl}) .

$$A_c = b_c \cdot d_c \tag{5.32}$$

$$\rho_{cc} = \frac{A_{sl}}{A_c} \tag{5.33}$$

$$A_{cc} = A_c \cdot (1 - \rho_{cc}) \tag{5.34}$$

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \tag{5.35}$$

Quindi, per la sezione rettangolare, è possibile ricavare il quantitativo adimensionalizzato di armature trasversali in direzione x e y ($\rho_x e \rho_y$) (Equazioni (5.36) e (5.37)).

Esse si ricavano dal rapporto tra la somma delle aree trasversali dei bracci di ogni staffa ($A_{sx} e A_{sy}$) e la superficie di applicazione del nucleo di calcestruzzo, equivalente alla distanza trasversale tra i baricentri di ogni braccio delle staffe ($b_c e d_c$) e la distanza longitudinale tra i baricentri di staffe consecutive (s).

$$\rho_x = \frac{\sum A_{sx}}{d_c \cdot s} \tag{5.36}$$

$$\rho_y = \frac{\sum A_{sy}}{b_c \cdot s} \tag{5.37}$$

La pressione laterale in direzione x e y $(f_{lx} e f_{ly})$, si ottengono dal prodotto tra il rispettivo $\rho_x e \rho_y e$ la tensione di snervamento delle staffe (f_{yh}) .

Si noti che il valore di tensione di snervamento (f_{yh}) , si considera pari al valore medio di tensione dell'acciaio (f_{ym}) , ottenuto dalla Relazione (5.6).

Di conseguenza si ottengono le Relazioni (5.38) e (5.39).

$$f_{lx} = \rho_x \cdot f_{yh} \tag{5.38}$$

$$f_{ly} = \rho_y \cdot f_{yh} \tag{5.39}$$

Quindi è possibile ricavare le pressioni laterali efficaci in direzione x e y (f'_{lx} e f'_{ly}), ottenute dal prodotto tra il rispettivo f_{lx} e f_{ly} e il coefficiente k_e .

$$f_{lx}' = k_e \cdot f_{lx} \tag{5.40}$$

$$f_{ly}' = k_e \cdot f_{ly} \tag{5.41}$$

La resistenza a compressione del calcestruzzo confinato (f'_{cc}) per travi e pilastri, è ottenibile attraverso l'uso del grafico di Figura 5.11.



Figura 5.11: Determinazione della resistenza a compressione del calcestruzzo confinato per travi e pilastri (figura tratta dalla pubblicazione "Mander, J.B., M.J.N. Priestley, and R. Park 1984. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. Journal of Structural Engineering. ASCE. 114(8). 1804-1826.").

A tale resistenza massima f'_{cc} si riferisce un valore di deformazione ε_{cc} .

Tale valore è funzione della deformazione ε_{co} , riferita al valore massimo della resistenza del calcestruzzo non confinato (f'_{co}), e delle tensioni f'_{co} e f'_{cc} (Espressione (5.42)).

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \cdot \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{f_{cc}'}{f_{co}'} - 1 \right) \right]$$
(5.42)

Queste considerazioni permettono di descrivere il legame costitutivo attraverso la Relazione (5.47), valida fino alla deformazione ultima di compressione del calcestruzzo confinato (ε_{cu}). Tale espressione è funzione della resistenza massima f'_{cc}, della deformazione ε_{cc} , del modulo elastico tangente (E_c) e del modulo elastico secante (E_{sec}).

$$E_c = 5,000 \cdot \sqrt{f_{co}'} \,[MPa] \tag{5.43}$$

167

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}'}{\varepsilon_{cc}} \tag{5.44}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \tag{5.45}$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$
(5.46)

$$f_c(\varepsilon_c) = \frac{f'_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r}$$
(5.47)

Infine dall'Espressione (5.48), si può ricavare il valore del modulo elastico del calcestruzzo confinato (E_{cc}), funzione della resistenza f'_{cc}.

$$E_{cc} = 5,000 \cdot \sqrt{f_{cc}'} \,[MPa] \tag{5.48}$$

In Figura 5.12 si riporta il modello del calcestruzzo confinato proposto.



Figura 5.12: Modelli di Mander per il calcestruzzo non confinato e confinato (figura tratta dalla pubblicazione "Mander, J.B., M.J.N. Priestley, and R. Park 1984. *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete.* Journal of Structural Engineering. ASCE. 114(8). 1804-1826.").

Le Tabelle 5.11, 5.12 e 5.13 racchiudono le caratteristiche del modello per l'acciaio B450C delle staffe, per il calcestruzzo C25/30 confinato delle travi e per il calcestruzzo C25/30 confinato dei pilastri.

Acciaio B450C		
Resistenza caratteristica di snervamento, fyk [MPa]	450.00	
Coefficiente di variazione, CoV [-]	0.05	
Coefficiente della distribuzione normale per il frattile 5%, $k_{p,0}$ [-]	1.645	
Resistenza media di snervamento, fym [MPa]	488.58	
Deformazione riferita alla resistenza snervamento fym, ε_y [-]	0.0024	
Deformazione ultima, ε_u [-]	0.0750	

Tabella 5.11: Caratteristiche del modello per l'acciaio B450C delle staffe.

Tabella 5.12: Caratteristiche del modello per il calcestruzzo C25/30 confinato delle
travi.

Sezione trave		
Area bracci staffe in direzione x, Asx [mm ²]	101	
Area bracci staffe in direzione y, Asy [mm ²]	101	
Larghezza nucleo di calcestruzzo in direzione x, bc [mm]	412	
Larghezza nucleo di calcestruzzo in direzione y, dc [mm]	312	
Passo longitudinale staffe, s [mm]	70	
Quantitativo adimensionalizzato di armature trasversali in direzione x, ρx [-]	0.0046	
Quantitativo adimensionalizzato di armature trasversali in direzione y, ρy [-]	0.0035	
Pressione laterale in direzione x, flx [MPa]	2.25	
Pressione laterale in direzione y, fly [MPa]	1.70	
Area del nucleo di calcestruzzo racchiusa dalle staffe perimetrali, Ac $[\mathrm{mm}^2]$	128544	
Quantitativo adimensionalizzato di armature longitudinali, ρ cc [-]	0.0165	
Area del calcestruzzo confinato, Acc [mm ²]	126427	
Area inefficace totale, Ai $[mm^2]$	74895	
Distanza longitudinale tra i fili interni di staffe consecutive, s' [mm]	38	
Area efficace totale, Ae $[mm^2]$	48058	
Coefficiente ke [-]	0.38	
Pressione laterale efficace in direzione x, f'lx [MPa]	0.85	
Pressione laterale efficace in direzione x, f'ly [MPa]	0.65	
Resistenza a compressione calcestruzzo confinato, f'cc [MPa]	36.97	
Resistenza a compressione calcestruzzo non confinato, f'co [MPa]	31.87	
Deformazione riferita alla resistenza massima f'co, ε_{co} [-]	0.0020	
Deformazione riferita alla resistenza massima f'cc, ε_{cc} [-]	0.0036	
Modulo elastico tangente del calcestruzzo non confinato, Ec [MPa]	28226	
Modulo elastico secante del calcestruzzo non confinato, Esec [MPa]	12292	
Deformazione ultima di compressione, εcu [-]	0.02	
Modulo elastico del calcestruzzo confinato, Ecc [MPa]	30400	

Sezione pilastro		
Area bracci staffe in direzione x, Asx [mm ²]	251	
Area bracci staffe in direzione y, Asy [mm ²]	285	
Larghezza nucleo di calcestruzzo in direzione x, bc [mm]	512	
Larghezza nucleo di calcestruzzo in direzione y, dc [mm]	412	
Passo longitudinale staffe, s [mm]	120	
Quantitativo adimensionalizzato di armature trasversali in direzione x, $\boldsymbol{\rho}x$ [-]	0.0051	
Quantitativo adimensionalizzato di armature trasversali in direzione y, ρy [-]	0.0046	
Pressione laterale in direzione x, flx [MPa]	2.48	
Pressione laterale in direzione y, fly [MPa]	2.27	
Area del nucleo di calcestruzzo racchiusa dalle staffe perimetrali, Ac $[\mathrm{mm}^2]$	210944	
Quantitativo adimensionalizzato di armature longitudinali, ρ cc [-]	0.0209	
Area del calcestruzzo confinato, Acc [mm ²]	206546	
Area inefficace totale, Ai $[mm^2]$	35905	
Distanza longitudinale tra i fili interni di staffe consecutive, s' [mm]	88	
Area efficace totale, Ae $[mm^2]$	142909	
Coefficiente ke [-]	0.69	
Pressione laterale efficace in direzione x, f'lx [MPa]	1.72	
Pressione laterale efficace in direzione x, f'ly [MPa]	1.57	
Resistenza a compressione calcestruzzo confinato, f'cc [MPa]	40.47	
Resistenza a compressione calcestruzzo non confinato, f'co [MPa]	31.87	
Deformazione riferita alla resistenza massima f'co, $\epsilon_{\rm co}$ [-]	0.0020	
Deformazione riferita alla resistenza massima f'cc, ϵ_{cc} [-]	0.0047	
Modulo elastico tangente del calcestruzzo non confinato, Ec [MPa]	28226	
Modulo elastico secante del calcestruzzo non confinato, Esec [MPa]	12292	
Deformazione ultima di compressione, εcu [-]	0.02	
Modulo elastico del calcestruzzo confinato, Ecc [MPa]	31809	

Tabella 5.13: Caratteristiche del modello per il calcestruzzo C25/30 confinato dei
pilastri.

Le Tabelle 5.14 e 5.15 riportano i valori dei legami costitutivi in compressione di Mander per travi e pilastri, importati nel software di calcolo SAP2000 v20.

Inoltre sono presenti i valori di tensione e deformazione del calcestruzzo in trazione. Tale legame è formato da due tratti lineari, con un valore di picco supposto pari al valore medio del calcestruzzo a trazione (f_{ctm}) (Relazione (5.49)).

$$f_{ctm} = 7.5 \cdot \sqrt{f_{co}' / 145.038} \tag{5.49}$$
εc [-]	σc [MPa]
-0.0126	-26.29
-0.0096	-29.55
-0.0066	-33.66
-0.0036	-36.97
-0.0027	-36.07
-0.0018	-31.99
-0.0009	-21.21
0	0
0.0001	3.52
0.0012	0

 Tabella 5.14: Valori del legame costitutivo di Mander per le travi.

 Tabella 5.15: Valori del legame costitutivo di Mander per i pilastri.

εc [-]	σc [MPa]
-0.0126	-34.15
-0.0100	-36.45
-0.0073	-38.90
-0.0047	-40.47
-0.0035	-39.71
-0.0024	-36.05
-0.0012	-25.32
0	0
0.0001	3.52
0.0012	0

La Figura 5.13 rappresenta i legami costitutivi in compressione di Mander e in trazione, sia per travi che pilastri.



Figura 5.13: Legami costitutivi del calcestruzzo non confinato e confinato per gli elementi trave e pilastro.

- Modelli di Normativa NTC2018: tali legami in compressione sono riferiti rispettivamente al comportamento del calcestruzzo non confinato e confinato.
 - Legame costitutivo di Normativa per il calcestruzzo non confinato: consiste in un braccio parabolico ascendente e un tratto costante.

Il valore di tensione massima di compressione si considera pari al valore medio di tensione del calcestruzzo (f_{cm}) , ottenuto dalla Relazione (5.1).

A tale resistenza massima f_{cm} si riferisce un valore di deformazione ε_{c2} .

Il ramo parabolico ascendente del legame costitutivo, per una deformazione $\varepsilon_c \in [0, \varepsilon_{c2}]$, è descritto attraverso la Relazione (5.50). Tale espressione è funzione della resistenza massima f_{cm} e della deformazione ε_{c2} .

$$f_c(\varepsilon_c) = f_{cm} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^2 \right]$$
(5.50)

Invece attraverso la Relazione (5.51), si esprime il tratto costante fino alla deformazione ultima di compressione del calcestruzzo non confinato ε_{cu} .

$$f_c(\varepsilon_c) = f_{cm} \tag{5.51}$$

Infine si può ricavare il valore del modulo elastico del calcestruzzo non confinato (E_{cm}), funzione della resistenza f_{cm} (Espressione (5.52)).

$$E_{cm} = 22,000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3} \ [MPa] \tag{5.52}$$

La Tabella 5.16 racchiude le caratteristiche del modello per il calcestruzzo C25/30 non confinato.

Tabella 5.16: Caratteristiche del modello per il calcestruzzo C25/30 non confinato.

Classe di resistenza $C25/30$	
Resistenza caratteristica cubica, Rck [MPa]	30.00
Resistenza caratteristica cilindrica, fck [MPa]	24.90
Coefficiente di variazione, CoV [-]	0.15
Coefficiente della distribuzione normale per il frattile 5%, $k_{p,0}$ [-]	1.645
Resistenza a compressione media, fcm [MPa]	31.87
Deformazione riferita alla resistenza massima fcm, ε cu [-]	0.0020
Deformazione ultima di compressione, ε cu [-]	0.0035
Modulo elastico del calcestruzzo non confinato, Ecm [MPa]	31148

La Tabella 5.17 riporta i valori del legame costitutivo in compressione di Normativa, importati nel software di calcolo SAP2000 v20.

Inoltre sono presenti i valori di tensione e deformazione del calcestruzzo in trazione. Tale legame è formato da due tratti lineari, con un valore di picco supposto pari al valore medio del calcestruzzo a trazione (f_{ctm}) (Equazione (5.53)).

$$f_{ctm} = 7.5 \cdot \sqrt{f_{cm}/145.038}$$

εc [-]	σc [MPa]
-0.0035	-31.87
-0.0020	-31.87
-0.0016	-30.59
-0.0012	-26.77
-0.0008	-20.40
-0.0004	-11.47
0	0
0.0001	3.52
0.0012	0

Tabella 5.17: Valori del legame costitutivo di Normativa.

 Legame costitutivo di Normativa per il calcestruzzo confinato: consiste in una funzione con andamento monotono e non lineare seguito da un tratto costante. La presenza dello sforzo assiale N₁, genera una deformazione laterale per l'effetto Poisson. A questa azione si ha una reazione delle armature trasversali

(5.53)

nelle sezioni di travi e pilastri, che produce infine una pressione di confinamento laterale.

La distribuzione si traduce in un incremento della resistenza e duttilità del materiale.

A questo punto, per la sezione rettangolare, è possibile ricavare la pressione laterale in direzione x e y ($\sigma_{l,x} e \sigma_{l,y}$) (Equazioni (5.54) e (5.55)).

Esse si ricavano dal rapporto tra la somma delle forze trasversali dei bracci di ogni staffa, equivalente al prodotto tra l'area in direzione x e y $(A_{st,x} e A_{st,y})$ e la tensione di snervamento $(f_{y,st})$, e la superficie di applicazione del nucleo di calcestruzzo, equivalente alla distanza trasversale tra i baricentri di ogni braccio delle staffe $(b_x e b_y)$ e la distanza longitudinale tra i baricentri di staffe consecutive (s).

$$\sigma_{l,x} = \frac{\sum A_{st,x} \cdot f_{y,st}}{b_y \cdot s}$$
(5.54)

$$\sigma_{l,y} = \frac{\sum A_{st,y} \cdot f_{y,st}}{b_x \cdot s}$$
(5.55)

Si noti che il valore di tensione di snervamento $(f_{y,st})$, si considera pari al valore medio di tensione dell'acciaio (f_{ym}) , ottenuto dalla Relazione (5.6).

Successivamente dall'Equazione (5.56), è possibile ricavare la pressione laterale equivalente (σ_l).

$$\sigma_l = \sqrt{\sigma_{l,x} \cdot \sigma_{l,y}} \tag{5.56}$$

A questo punto si ricava il coefficiente di efficienza (α) (Relazione (5.59)), ottenuto dal prodotto di un termine legato alla disposizione delle armature trasversali nella sezione (α_n) e il passo longitudinale delle staffe (α_s).

Il termine α_n è funzione della distanza *i*-esima tra le *n* armature longitudinali successive (b_i).

$$\alpha_n = 1 - \sum_{i=1}^n b_i^2 / (6 \cdot b_x \cdot b_y)$$
(5.57)

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_x}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_y}\right) \tag{5.58}$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \tag{5.59}$$

Quindi dall'Espressione (5.60), è possibile ricavare la pressione efficace di confinamento (σ_2), ottenuta dal prodotto tra σ_1 e il coefficiente α .

 $\sigma_2 = \alpha \cdot \sigma_l$

La resistenza a compressione del calcestruzzo confinato $(f_{cm,c})$ per travi e pilastri, è ottenibile attraverso l'utilizzo delle Relazioni (5.61) e (5.62).

$$f_{cm,c} = f_{cm} \cdot \left(1 + 5 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{cm}}\right), \sigma_2 \le 0.05 \cdot f_{cm}$$

$$(5.61)$$

$$f_{cm,c} = f_{cm} \cdot \left(1.125 + 2.5 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{cm}} \right), \sigma_2 > 0.05 \cdot f_{cm}$$
(5.62)

A tale resistenza massima $f_{cm,c}$, si riferisce un valore di deformazione $\varepsilon_{c2,c}$.

Tale valore è funzione della deformazione ε_{c2} , riferita al valore massimo della resistenza del calcestruzzo non confinato (f_{cm}) e alle tensioni f_{cm} e $f_{cm,c}$ (Equazione (5.63)).

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \cdot \left(\frac{f_{cm,c}}{f_{cm}}\right)^2 \tag{5.63}$$

Queste considerazioni permettono di descrivere il legame costitutivo attraverso le Relazioni (5.65) e (5.66), valido fino alla deformazione ultima di compressione del calcestruzzo confinato ($\varepsilon_{cu2,c}$).

La deformazione $\varepsilon_{cu2,c}$ (Espressione (5.64)), è funzione della deformazione ultima del calcestruzzo non confinato ε_{cu} e delle tensioni σ_2 e f_{cm}.

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu} + 0.2 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{cm}} \tag{5.64}$$

Il ramo parabolico ascendente del legame costitutivo, per una deformazione $\varepsilon_c \in [0, \varepsilon_{c2,c}]$, è descritto attraverso la Relazione (5.65).

$$f_c(\varepsilon_c) = f_{cm,c} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2,c}} \right)^2 \right]$$
(5.65)

Invece, attraverso la Relazione (5.66), si esprime il tratto costante fino alla deformazione ultima di compressione del calcestruzzo confinato $\varepsilon_{cu2,c}$.

$$f_c(\varepsilon_c) = f_{cm,c} \tag{5.66}$$

Infine si può ricavare il valore del modulo elastico del calcestruzzo confinato $(E_{cm,c})$, funzione della resistenza $f_{cm,c}$ (Equazione (5.67)).

(5.60)

$$E_{cm,c} = 22,000 \cdot \left(\frac{f_{cm,c}}{10}\right)^{0.3} [MPa]$$
(5.67)

In Figura 5.16 si riporta il modello del calcestruzzo confinato proposto.



Figura 5.16: Modelli di Normativa per il calcestruzzo non confinato e confinato (figura modificata tratta dal'NTC2018).

Le Tabelle 5.18, 5.19 e 5.20 racchiudono le caratteristiche del modello per l'acciaio B450C delle staffe, per il calcestruzzo C25/30 confinato delle travi e per il calcestruzzo C25/30 confinato dei pilastri.

Acciaio B450C	
Resistenza caratteristica di snervamento, fyk [MPa]	450.00
Coefficiente di variazione, CoV [-]	0.05
Coefficiente della distribuzione normale per il frattile 5%, $k_{p,0}$ [-]	1.645
Resistenza media di snervamento, fym [MPa]	488.58
Deformazione riferita alla resistenza snervamento fym, ε_y [-]	0.0024
Deformazione ultima, ε_u [-]	0.0750

 Tabella 5.18: Caratteristiche del modello per l'acciaio B450C delle staffe.

Tabella 5.19: Caratteristiche del modello per il calcestruzzo C25/30 confinato delle
travi.

Sezione trave	
Area bracci staffe in direzione x, Ast,x [mm ²]	101
Area bracci staffe in direzione y, Ast, y [mm ²]	101
Larghezza nucleo di calcestruzzo in direzione x, bx [mm]	312
Larghezza nucleo di calcestruzzo in direzione y, by [mm]	412
Passo longitudinale staffe, s [mm]	70
Pressione laterale in direzione x, σ l,x [MPa]	1.70
Pressione laterale in direzione y, σ l, y [MPa]	2.25
Pressione laterale equivalente, σI [MPa]	1.96
Coefficiente α n [-]	0.70

Coefficiente αs [-]	0.97
Coefficiente α [-]	0.68
Pressione efficace di confinamento, σ_2 [MPa]	1.33
Resistenza a compressione calcestruzzo non confinato, fcm [MPa]	31.87
Resistenza a compressione calcestruzzo confinato, fcm,c [MPa]	38.53
Deformazione riferita alla resistenza massima fcm, ε_{c2} [-]	0.0020
Deformazione riferita alla resistenza massima fcm,c, $\epsilon_{\rm c2,c}$ [-]	0.0029
Deformazione ultima di compressione, $\overline{ccu2,c}$ [-]	0.0119
Modulo elastico del calcestruzzo confinato, Ecm,c [MPa]	32973

Tabella 5.20: Caratteristiche del modello per il calcestruzzo C25/30 confinato dei
pilastri.

Sezione pilastro	
Area bracci staffe in direzione x, Ast,x [mm ²]	251
Area bracci staffe in direzione y, Ast,y [mm ²]	285
Larghezza nucleo di calcestruzzo in direzione x, bx [mm]	512
Larghezza nucleo di calcestruzzo in direzione y, by [mm]	412
Passo longitudinale staffe, s [mm]	120
Pressione laterale in direzione x, σ l,x [MPa]	2.48
Pressione laterale in direzione y, σ l, y [MPa]	2.27
Pressione laterale equivalente, σ I [MPa]	2.37
Coefficiente an [-]	0.83
Coefficiente αs [-]	1.03
Coefficiente α [-]	0.86
Pressione efficace di confinamento, σ_2 [MPa]	2.03
Resistenza a compressione calcestruzzo non confinato, fcm [MPa]	31.87
Resistenza a compressione calcestruzzo confinato, fcm,c [MPa]	40.93
Deformazione riferita alla resistenza massima fcm, ε_{c2} [-]	0.0020
Deformazione riferita alla resistenza massima fcm,c, $\varepsilon_{c2,c}$ [-]	0.0033
Deformazione ultima di compressione, $\varepsilon cu2, c$ [-]	0.0163
Modulo elastico del calcestruzzo confinato, Ecm, c[MPa]	33578

Le Tabelle 5.21 e 5.22 riportano i valori dei legami costitutivi in compressione di Normativa per travi e pilastri, importati nel software di calcolo SAP2000 v20.

Inoltre sono presenti i valori di tensione e deformazione del calcestruzzo in trazione. Tale legame è formato da due tratti lineari, con un valore di picco supposto pari al valore medio del calcestruzzo a trazione (f_{ctm}) (Equazione (5.68)).

$$f_{ctm} = 7.5 \cdot \sqrt{f_{cm} / 145.038} \tag{5.68}$$

ες [-]	σc [MPa]
-0.0119	-38.53
-0.0029	-38.53
-0.0023	-36.99
-0.0018	-32.37
-0.0012	-24.66
-0.0006	-13.87
0	0
0.0001	3.52
0.0012	0

Tabella 5.21: Valori del legame costitutivo di Normativa per le travi.

 Tabella 5.22: Valori del legame costitutivo di Normativa per i pilastri.

ες [-]	σc [MPa]
-0.0163	-40.93
-0.0033	-40.93
-0.0026	-39.30
-0.0020	-34.38
-0.0013	-26.20
-0.0007	-14.74
0	0
0.0001	3.52
0.0012	0

La Figure 5.17 rappresenta i legami costitutivi in compressione di Normativa e in trazione, sia per travi che pilastri.



Figura 5.17: Legami costitutivi del calcestruzzo non confinato e confinato per gli elementi trave e pilastro.

5.2.1.2 Acciaio

Il legame costitutivo delle armature longitudinali è composto da un tratto lineare ascendente e da un tratto costante, ed equivalente sia in trazione che compressione.

La tensione massima è quella di snervamento (f_y) , pari al valore medio di tensione dell'acciaio (f_{ym}) .

La resistenza f_{ym} si ottiene attraverso la relazione di una distribuzione log-normale, funzione della tensione cilindrica di snervamento per il frattile 5% (f_{yk}), del coefficiente della distribuzione normale per lo stesso frattile ($k_{p,0}$) e del coefficiente di variazione (CoV).

La Relazione (5.69) è un'equazione approssimata valida per CoV < 0.2.

$$f_{ym} = \frac{f_{yk}}{exp(-k_{p,0} \cdot CoV)}$$
(5.69)

A tale resistenza massima f_y, si riferisce un valore di deformazione ε_y .

Di conseguenza il tratto lineare ascendente del legame costitutivo, per una deformazione $\varepsilon_s \in [0, \varepsilon_y]$, è descritto attraverso la Relazione (5.70).

$$f_s(\varepsilon_s) = \frac{f_y}{\varepsilon_y} \cdot \varepsilon_s \tag{5.70}$$

Invece, attraverso la Relazione (5.71), si esprime il tratto costante fino alla deformazione ultima (ε_u).

$$f_s(\varepsilon_s) = f_y \tag{5.71}$$

Infine, si riporta il valore del modulo elastico dell'acciaio (E_s).

La Tabella 5.23 racchiude le caratteristiche del modello per l'acciaio B450C delle armature longitudinali di travi e pilastri.

Tabella 5.23: Caratteristiche del modello per l'acciaio B450C delle armature longitudinali
di travi e pilastri.

Acciaio B450C	
Resistenza caratteristica di snervamento, fyk [MPa]	450.00
Coefficiente di variazione, CoV [-]	0.05
Coefficiente della distribuzione normale per il frattile 5%, $k_{p,0}$ [-]	1.645
Resistenza media di snervamento, fym [MPa]	488.58
Deformazione riferita alla resistenza snervamento fym, ε_y [-]	0.0024
Deformazione ultima, ε_u [-]	0.0750
Modulo elastico, Es [MPa]	200,000

La Tabella 5.24 riporta i valori del legame costitutivo in compressione e trazione dell'acciaio, importato nel software di calcolo SAP2000 v20.

 Tabella 5.24:
 Valori del legame costitutivo dell'acciaio.

εs [-]	σs [MPa]
-0.0750	-488.58
-0.0024	-488.58
0	0
0.0024	488.58
0.0750	488.58

La Figura 5.18 rappresenta il legame costitutivo in compressione e trazione dell'acciaio.



Figura 5.18: Legame costitutivo dell'acciaio.

5.2.2 Isteresi

Analizzato il comportamento non lineare del materiale per azioni monotone quasistatiche, è necessario considerare il contributo generato da azioni cicliche e con inversione di segno.

Infatti a causa di azioni sismiche, è possibile introdurre diversi modelli del materiale.

Ciò permette di rappresentare al meglio il quantitativo di dissipazione energetica per ogni ciclo di deformazione e il cambiamento del comportamento dissipativo all'aumentare di tale deformazione.

5.2.2.1 Calcestruzzo

L'isteresi del calcestruzzo armato si considera attraverso il modello di Takeda. Tale legame produce una perdita di energia che decrementa ad ogni ciclo.

Infatti dopo lo scarico tensionale parallelo al ramo elastico, la curva segue una linea secante alla curva del materiale monotono descritto al § 5.2.1.1, per carichi in verso opposto.

Il punto finale di questa secante è la massima deformazione riferita a quel verso di carico e al ciclo precedente.

Di conseguenza, l'energia dissipata è minore ma la deformazione aumenta.



Figura 5.19: Modello isteretico di Takeda all'aumentare della deformazione ad ogni ciclo (figura tratta dalla documentazione del software SAP2000 v20).

5.2.2.2 Acciaio

L'isteresi dell'acciaio si considera attraverso il comportamento incrudente cinematico che solitamente si osserva nei metalli.

Questo modello dissipa un grande quantitativo di energia ed è ideale per materiali duttili. Infatti lo scarico tensionale segue un percorso parallelo e della stessa lunghezza del ciclo precedente fino all'inversione di segno, in cui la curva si ricongiunge al comportamento del materiale monotono descritto al § 5.2.1.2.

Di conseguenza, l'energia dissipata aumenta ad ogni incremento di deformazione plastica.



Figura 5.20: Modello isteretico cinematico all'aumentare della deformazione ad ogni ciclo (figura tratta dalla documentazione del software SAP2000 v20).

5.2.3 Cerniere plastiche

Il comportamento non lineare del materiale si definisce all'interno del modello, attraverso cerniere a plasticità diffusa disposte alle estremità di ogni elemento trave e pilastro. La parte dell'elemento in cui non sono presenti le cerniere, rimane in campo elastico.

Le cerniere a fibre, sono composte da un insieme di fibre caratterizzate da un legame tenso-deformativo $\sigma_1 - \varepsilon_1$, riferito al comportamento non lineare del materiale individuato dall'area di ciascuna fibra.

Si noti che ogni sezione piana rimane tale a deformazione avvenuta.

A questo punto sommando i valori di tensione di ogni fibra, calcolati attraverso un controllo di deformazione, è possibile ricavare lo sforzo normale N_1 di ogni sezione trasversale.

Successivamente, conoscendo la distanza della risultante N_1 dal baricentro, si ricava il momento flettente M_3 .

Infine conoscendo la lunghezza della cerniera plastica, si possono esprimere gli spostamenti e le rotazioni relative ad ogni elemento e per ogni istante di carico.

La lunghezza della cerniera plastica (l_p) (Equazione (5.72)) si ricava dalla relazione di Panagiotakos e Fardis (2001), funzione della distanza dalla sezione critica a quella di inversione di segno del momento flettente (z), diametro delle armature longitudinali (d_b) e della tensione di snervamento di tali armature (f_y) . La tensione f_y equivale alla tensione di snervamento media (f_{ym}) , espressa dalla Relazione (5.69).

$$l_{p}[m] = 0.18 \cdot z[m] + 0.021 \cdot d_{b}[m] \cdot f_{v}[MPa]$$
(5.72)

Successivamente, definita la lunghezza plastica relativa alla luce dell'elemento in esame (l_p/l) , si è posizionato il baricentro di ogni cerniera di estremità ad una distanza relativa (d_r) .

I risultati sono diagrammabili nei corrispondenti diagrammi forza-spostamento e momento flettente-rotazione di ogni sezione trasversale.

Invece, lo sforzo tagliante, non è implementato da questa tipologia di cerniere e si calcola normalmente attraverso il modulo a taglio G.

La perdita di resistenza in ogni cerniera, si riferisce alla perdita nei diversi legami costitutivi delle fibre, poiché queste all'interno di ogni sezione non tendono a collassare nello stesso momento.

Si noti che pur essendo tali cerniere computazionalmente più pesanti rispetto a quelle a plasticità concentrata, restituiscono risultati più realistici. Di conseguenza, è possibile definire le proprietà delle sezioni trasversali di travi e pilastri.

I materiali definiti si contraddistinguono in base al colore: il rosso identifica il calcestruzzo confinato considerato, il grigio il calcestruzzo non confinato del copriferro e il nero l'acciaio delle armature longitudinali.

Inoltre si definisce un numero adeguato di fibre (punti rossi), al fine di ottenere un modello che rappresenti al meglio il comportamento generato dall'integrazione esatta della sezione.

Le Figure 5.21 e 5.22 rappresentano il layout delle fibre delle sezioni e le caratteristiche delle cerniere di estremità di travi e pilastri, generate dal software SAP2000 v20.



Layout fibre trave							
Fibre direzione X	16						
Fibre direzione Y	20						
Lunghezza plastica, lp [m]	0.45						
Lunghezza plastica realtiva, lp/l [-]	0.1						
Distanza relativa cerniera iniziale, dr,i [-]	0.05						
Distanza relativa cerniera finale, dr,f [-]	0.95						

Figura 5.21: Layout fibre e caratteristiche delle cerniere di estremità delle travi.



Figura 5.22: Layout fibre e caratteristiche delle cerniere di estremità dei pilastri.

5.3 Metodo di analisi del modello

Lo studio è avvenuto attraverso Analisi Dinamiche Incrementali (IDAs) e considerando i tre gruppi di legami costitutivi del calcestruzzo e quello dell'acciaio, introdotti al § 5.2.

Le IDAs sono analisi parametriche che hanno lo scopo di stimare in modo più accurato il comportamento strutturale generato da carichi sismici.

L'obbiettivo è assoggettare il modello con diversi accelerogrammi, opportunamente scalati da diversi livelli incrementali di intensità.

Ad ogni livello di intensità, si esegue un'analisi non lineare step-by-step nel dominio del tempo, ottenendo una risposta dinamica della struttura per una specifica azione sismica che varia nel tempo.

L'analisi avviene attraverso la risoluzione dell'equazione di equilibrio dinamica di d'Alembert, riferita ai gradi di libertà attivi del sistema, ottenuti per compattazione dinamica.

La relazione nel dominio del tempo (t) (Espressione (5.73)), si esprime nel sistema inerziale ed è funzione della matrice diagonale di massa (**M**), della matrice di smorzamento (**C**), della matrice di rigidezza (**K**) e dei vettori di accelerazione ($\ddot{\boldsymbol{u}}(t)$), accelerazione del terreno per effetto dell'accelerogramma scalato ($\ddot{\boldsymbol{u}}_{g,s}(t)$), velocità ($\dot{\boldsymbol{u}}(t)$) e spostamento ($\boldsymbol{u}(t)$).

$$\boldsymbol{M} \cdot \left(\ddot{\boldsymbol{u}}(t) + \ddot{\boldsymbol{u}}_{g,s}(t) \right) + \boldsymbol{C} \cdot \dot{\boldsymbol{u}}(t) + \boldsymbol{K} \cdot \boldsymbol{u}(t) = 0$$
(5.73)

La matrice di massa (**M**) è ricavata dal comando "Mass Source" del software SAP2000 v20. Ciò ha permesso di definire tale matrice diagonale, considerando i pesi dei carichi permanenti strutturali, dei carichi permanenti non strutturali e dei sovraccarichi di cui ai §§ 4.1.2.1, 4.1.2.2 e 4.1.2.3, opportunamente combinati attraverso la Relazione 2.5.7 del § 2.5.3 delle NTC2018.

La matrice di smorzamento (**C**) si ottiene attraverso il metodo di Rayleigh, come combinazione lineare della matrice di massa scalata da un coefficiente c_M e della matrice di rigidezza scalata da un coefficiente c_K (Equazione (5.74)).

$$\boldsymbol{C} = \boldsymbol{c}_M \cdot \boldsymbol{M} + \boldsymbol{c}_K \cdot \boldsymbol{K} \tag{5.74}$$

I coefficienti c_M e c_K si ricavano conoscendo il periodo dei primi due modi di vibrare e il relativo smorzamento relativo.

La Tabella 5.25 racchiude i valori di c_M e c_K per il caso in esame.

Primo periodo della struttura, T1 [s]	0.31
Secondo periodo della struttura, T2 [s]	0.09
Smorzamento relativo, ξ [-]	0.05
Coefficiente $c_M [1/s]$	1.5708
Coefficiente c_K [s]	0.0011

Tabella 5.25: Valori di c_M e c_K per il caso in esame.

La matrice di rigidezza (\mathbf{K}) è definita attraverso il materiale e le sezioni degli elementi che compongono il modello.

Al fine di rappresentare al meglio l'applicazione dei diversi sismi ad una struttura esistente, si considera una condizione iniziale di rigidezza definita da un'analisi non lineare statica. Tale caso di carico considera la sola non linearità del materiale e le azioni gravitazionali di progetto (di cui ai §§ 4.1.2.1, 4.1.2.2 e 4.1.2.3), opportunamente combinate.

Il vettore accelerazione del terreno $(\ddot{\boldsymbol{u}}_{g,s}(t))$, equivale ad ogni accelerogramma opportunamente scalato.

La scalatura delle 30 azioni sismiche avviene considerando la pericolosità sismica del territorio aquilano e un livello di prestazione ordinario, il quale corrisponde ad una Vita nominale minima pari a 50 anni.

La costruzione corrisponde ad una classe d'uso II, equivalente ad una situazione di normale affollamento.

Si può quindi definire un periodo di riferimento pari a 50 anni. Questo è necessario nel calcolo del periodo di ritorno del sisma che dipende dallo stato limite utilizzato, equivalente allo Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC).

Detto ciò è possibile introdurre la Peak Ground Acceleration (PGA), la quale si riferisce al territorio Aquilano e allo stato limite considerato. La PGA normalizzata rispetto l'accelerazione di gravità, equivale a 0.334.

Inoltre il sottosuolo Aquilano possiede condizioni geotecniche simili alla categoria di sottosuolo B e condizioni topografiche appartenenti alla categoria T1.

Infine si considera un rapporto tra la quota in sito e l'altezza del rilievo topografico pari a 1.

Si può quindi procedere con la definizione dell'azione sismica attraverso l'utilizzo dello spettro di risposta, considerando un valore di smorzamento relativo del 5 % e fattore di comportamento q pari a 1.

Lo spettro di risposta in accelerazione della componente orizzontale, è diagrammato nel piano cartesiano e presenta in ascissa il periodo proprio della struttura T, supposto massimo pari a 4 s, e come ordinata, il valore delle pseudo-accelerazioni orizzontali $S_a(T,5\%)$ normalizzate rispetto l'accelerazione di gravità g.

Ne segue che per il periodo fondamentale della struttura (T_1) , si ricava un valore di $S_a(T_1,5\%)/g$ pari a 0.865, come mostrato in Figura 5.23.



Figura 5.23: Spettro di risposta in accelerazione della componente orizzontale allo SLC e primo modo di vibrare.

Ciò ha permesso di suddividere il range delle misure di intensità (IMs) in 10 incrementi da 0.1 g. L'ultimo incremento, equivalente a 1.0 g, è maggiore di 0.865 g al fine di controllare al meglio l'intero dominio in esame.

Tale concetto si estende ai 30 sismi, alle 3 coppie di legami costitutivi del calcestruzzo e a quello dell'acciaio, considerando un totale di 900 analisi.

Successivamente, si introduce lo spettro $S_a(\ddot{\boldsymbol{u}}_g, T_1, 5\%)$ delle pseudo-accelerazioni, riferite al periodo del primo modo della struttura (T₁) e ad uno smorzamento relativo (ξ) pari al 5%.

Ogni spettro $S_a(\ddot{\boldsymbol{u}}_g, T_1, 5\%)$ è funzione del rispettivo accelerogramma non scalato $(\ddot{\boldsymbol{u}}_g(t))$, per un totale di 30 spettri di risposta.

Ciò permette di ricavare il fattore di scala (SF) (Equazione (5.75)), rapporto delle misure di intensità (IMs) e degli spettri $S_a(\ddot{\boldsymbol{u}}_g, T_1, 5\%)$.

$$SF = \frac{IM}{S_a(\ddot{\boldsymbol{u}}_g, T_1, 5\%)}$$
(5.75)

La Relazione (5.76) esprime l'accelerogramma scalato $(\ddot{\boldsymbol{u}}_{g,s}(t))$, ottenuto dal prodotto del fattore SF e del sisma non scalato $\ddot{\boldsymbol{u}}_g(t)$.

$$\ddot{\boldsymbol{u}}_{g,s}(t) = SF \cdot \ddot{\boldsymbol{u}}_g(t) \tag{5.76}$$

Infine si ottengono 300 sismi scalati, ognuno rispettivamente implementato nel software SAP2000 v20 con il relativo intervallo di tempo (dt).

La risoluzione del problema avviene tramite integrazione diretta delle equazioni del moto, per ogni istante di tempo (t). Il metodo utilizzato per tale operazione è l' "Hilber-Hughes-Taylor alpha method" (HHT), con il parametro alpha pari a 0.

Si noti che al fine di ridurre il quantitativo di iterazioni non lineari e per una maggiore accuratezza di risoluzione, si considera un sotto-intervallo di tempo minore dell'intervallo di tempo (dt) per ogni sisma scalato.

In ogni step di iterazione, la non linearità comprende sia la non linearità del materiale calcestruzzo sia la non linearità geometrica.

Il software SAP2000 v20 permette di controllare questi fenomeni attraverso il "Pdelta effect" e il "Large-displacement effect".

In particolare il "P-delta effect" si riferisce alla presenza di grandi tensioni (forze e momenti) nella struttura, nel quale le equazioni di equilibrio si riferiscono alla configurazione deformata. Ciò è valido anche per piccoli valori di spostamenti. Il "Large-displacement effect" invece, si riferisce alla presenza di grandi spostamenti/rotazioni nella struttura, nel quale le equazioni di equilibrio si riferiscono alla configurazione deformata. Nonostante ciò, si considerano piccoli valori di deformazione in tutti gli elementi. Quanto espresso è valido anche per piccoli valori di tensioni.

Inoltre tali effetti geometrici o cinematici si riferiscono anche agli effetti del second'ordine.

A questo punto, nelle diverse analisi, si è scelta l'opzione "Large-displacement effect" che include anche il "P-delta effect".

Infine il software SAP2000 v20, prevede degli algoritmi per un'adeguata convergenza delle soluzioni. Infatti inizialmente effettua un'iterazione a rigidezza costante e successivamente, nel caso di valori di tolleranza alla convergenza non adeguati, considera un'iterazione a rigidezza tangente attraverso il metodo Newton-Raphson.

5.4 Curve IDAs

Le analisi restituiscono 30 curve IDAs dell'Engineering Demand Parameter (EDP) versus i 10 livelli di intensità (IMs), al variare dei 3 gruppi di legami costitutivi del materiale calcestruzzo e di quello dell'acciaio.

Le variabili di stato strutturali (EDPs) controllate nelle analisi sono: i massimi IDIs dei 3 livelli di piano (IDI_{1,max}, IDI_{2,max}, IDI_{3,max}), il massimo IDI tra tutti i livelli di piano (IDI_{max}), la massima rotazione plastica della trave e pilastro più sollecitati ($\Theta_{b-p,max} \in \Theta_{c-p,max}$), massima deformazione di trazione del calcestruzzo non confinato della trave e pilastro più sollecitati ($\varepsilon_{b-t,max-UC} \in \varepsilon_{c-t,max-UC}$), massima deformazione di compressione del calcestruzzo non confinato della trave e pilastro più sollecitati ($\varepsilon_{b-t,max-UC} \in \varepsilon_{c-c,max-UC}$), massima deformazione di trazione del calcestruzzo confinato della trave e pilastro più sollecitati ($\varepsilon_{b-t,max-CC} \in \varepsilon_{c-t,max-CC}$), massima deformazione di compressione del calcestruzzo confinato della trave e pilastro più sollecitati ($\varepsilon_{b-c,max-CC}$ e $\varepsilon_{c-c,max-CC}$) e massima deformazione di trazione dell'acciaio della trave e pilastro più sollecitati ($\varepsilon_{b-t,max-S} \in \varepsilon_{c-t,max-S}$).

Le Figure 5.24, 5.25 e 5.26 rappresentano le 30 curve IDAs - EDP vs IMs - di travi e pilastri, riferite ai modelli del calcestruzzo non lineari di Saatcioglu & Razvi, Mander, Normativa e al modello elasto-perfettamente plastico dell'acciaio.







Figura 5.24: IDI del 1° interpiano (a), IDI del 2° interpiano (b), IDI del 3° interpiano (c), IDI massimo (d), rotazione plastica della trave (e), rotazione plastica del pilastro (f), fibra tesa dell'UC della trave (g), fibra tesa dell'UC del pilastro (h), fibra compressa dell'UC della trave (i), fibra compressa dell'UC del pilastro (l), fibra tesa dell'CC della trave (m), fibra tesa dell'CC del pilastro (n), fibra compressa dell'CC della trave (o), fibra compressa dell'CC del pilastro (p), fibra tesa dell'acciaio della trave (q) e fibra tesa dell'acciaio del pilastro (r), per il modello 1.







Figura 5.25: IDI del 1° interpiano (a), IDI del 2° interpiano (b), IDI del 3° interpiano (c), IDI massimo (d), rotazione plastica della trave (e), rotazione plastica del pilastro (f), fibra tesa dell'UC della trave (g), fibra tesa dell'UC del pilastro (h), fibra compressa dell'UC della trave (i), fibra compressa dell'UC del pilastro (l), fibra tesa dell'CC della trave (m), fibra tesa dell'CC del pilastro (n), fibra compressa dell'CC della trave (o), fibra compressa dell'CC del pilastro (p), fibra tesa dell'acciaio della trave (q) e fibra tesa dell'acciaio del pilastro (r), per il modello 2.







Figura 5.26: IDI del 1° interpiano (a), IDI del 2° interpiano (b), IDI del 3° interpiano (c), IDI massimo (d), rotazione plastica della trave (e), rotazione plastica del pilastro (f), fibra tesa dell'UC della trave (g), fibra tesa dell'UC del pilastro (h), fibra compressa dell'UC della trave (i), fibra compressa dell'UC del pilastro (l), fibra tesa dell'CC della trave (m), fibra tesa dell'CC del pilastro (n), fibra compressa dell'CC della trave (o), fibra compressa dell'CC del pilastro (p), fibra tesa dell'acciaio della trave (q) e fibra tesa dell'acciaio del pilastro (r), per il modello 3.

5.5 Instabilità dinamica della struttura esistente

Tale fenomeno, richiede lo studio dinamico del moto della struttura ed equivale ad un aumento incontrollato di deformazione dovuto a piccoli incrementi di IM.

Si noti che l'instabilità dinamica può essere associata ad un'instabilità numerica nella predizione del collasso, equivalente ad una non convergenza dell'analisi nel dominio del tempo. Infatti come ampiamente spiegato nel paragrafo 5.2.3, la non linearità del modello è rappresentata da cerniere a fibre, che descrivono il solo comportamento assiale e flessionale.

Il comportamento a taglio, invece, non è considerato dal modello e segue quindi un legame di tipo elastico.

Quanto detto fin ora è importante nella valutazione del collasso dinamico generato da un sisma per un determinato IM.

Precisamente, in questo caso studio, ogni IDA giunge a convergenza ma non tutte soddisfano la verifica a taglio della Circolare delle NTC2018 di § C8.7.2.3.5.

Ciò implica una rottura della struttura esistente con un meccanismo di tipo fragile e non duttile.

5.5.1 Verifica a taglio

La condizione è soddisfatta nel caso in cui lo sforzo tagliante resistente VR sia maggiore di quello sollecitante VS.

Per le azioni sismiche occorre considerare la riduzione di resistenza a taglio in condizioni cicliche in funzione della domanda di duttilità sull'elemento, per il livello di azione considerato.

Quindi la resistenza a taglio non segue le formulazioni di § 4.1.2.3.5 delle NTC2018 valide per soli carichi gravitazionali, ma l'espressione C8.7.2.8 della relativa Circolare. Tale relazione è funzione del quantitativo di sforzo normale (N), dell'interazione con la rotazione flessionale dell'elemento in funzione della parte plastica della domanda di duttilità ($\mu_{\Delta,pl}$) e del contributo di calcestruzzo e acciaio.

Il valore di resistenza ottenuto con la relazione C8.7.2.8, non deve comunque essere maggiore di quello ottenuto dall'equazione 4.1.28 delle NTC2018 per le condizioni non sismiche. In tale espressione si ipotizza $\Theta = 45^{\circ}$ e si considera la resistenza del calcestruzzo di progetto (f_{cd}), pari al rapporto tra la resistenza media del calcestruzzo (f_{cm}), e il prodotto del fattore di confidenza (FC) (relativo al Livello di Conoscenza (LC) raggiunto) e il coefficiente parziale del materiale (Υ_m).

In questa trattazione, si considera un FC pari a 1 corrispondente ad un LC pari a 3.

A questo punto per i 3 diversi legami di calcestruzzo trattati, si ricava il taglio VR nella sezione di estremità della trave e del pilastro più condizionanti.

• Travi: si considera innanzitutto l'espressione C8.7.2.8, funzione del coefficiente Υ_{el} relativo ad elementi primari, altezza della sezione (h), profondità dell'asse neutro (x), sforzo normale (N) nullo poiché di trazione, luce di taglio (L_v) distanza dalla sezione di estremità a quella con momento flettente nullo, area della sezione (A_c), resistenza a compressione del calcestruzzo f_c = f_{cm}/(FC· Υ_m), percentuale geometrica totale di armatura longitudinale (ρ_{tot}), il contributo di resistenza dovuto all'armatura trasversale (V_w) e la parte plastica della domanda di duttilità ($\mu_{\Delta,pl}$). Si noti che la luce di taglio, può anche essere espressa come il rapporto tra il momento flettente e lo sforzo tagliante sollecitanti nella sezione di estremità.

A tale scopo si considera la situazione più vincolante generata dal sisma 9 di Tabella 5.1 e per un IM = 1.0g, con g accelerazione di gravità.

Inoltre la parte plastica della domanda di duttilità $\mu_{\Delta,pl} = \mu_{\Delta} - 1$, dove μ_{Δ} e la domanda di duttilità espressa come rapporto tra la rotazione massima raggiunta (Θ_m) e la rotazione di prima plasticizzazione (Θ_y) .

Quest'ultima variabile e poi espressa attraverso la relazione C8.7.2.7a, funzione della curvatura (Φ_y) al raggiungimento della tensione di snervamento, dell'altezza della sezione (h), del diametro medio delle barre longitudinali (d_b) e delle resistenze a compressione del calcestruzzo (f_c) e a snervamento dell'acciaio (f_y), ottenute dal rapporto dei rispettivi valori medi di resistenza e del coefficiente FC.

La rotazione massima raggiunta (Θ_u), come per la luce L_v , dipende dalla situazione più vincolante generata dal sisma 9 per un IM = 1.0g.

La Tabella 5.26 racchiude le variabili riferite all'espressione C8.7.2.7a, rispettivamente per i modelli di Saatcioglu & Razvi, Mander e Normativa.

Legame	$\Phi_{y} [m^{-1}]$	Lv [m]	h [m]	db [m]	fy [MPa]	fc [MPa]	Θy [-]
Modello 1	3.32E-03	1.55	0.50	0.023	488.58	37.78	4.43E-03
Modello 2	3.34E-03	1.53	0.50	0.023	488.58	36.97	4.44E-03
Modello 3	3.31E-03	1.55	0.50	0.023	488.58	38.53	4.42E-03

Tabella 5.26: Variabili riferite all'espressione C8.7.2.7a.

Di conseguenza è possibile ricavare i valori riferiti alla domanda di duttilità $\mu_{\Delta,pl}$ e μ_{Δ} , come riportato in Tabella 5.27.

Tabella 5.27: Parte plastica della domanda di duttilità $\mu_{\Delta,pl}$ e domanda di duttilità μ_{Δ} .

Legame	Θu [-]	Θy [-]	μΔ [-]	μΔ,pl [-]		
Modello 1	1.79E-02	4.43E-03	4.04	3.04		
Modello 2	1.73E-02	4.44E-03	3.90	2.90		
Modello 3	1.77E-02	4.42E-03	4.01	3.01		

Ne segue che siccome la domanda di duttilità $\mu_{\Delta} > 3$, i valori di resistenza tagliante V_R considerati nella verifica, saranno quelli dell'equazione C8.7.2.8.

Infine ricavato il contributo di resistenza dovuto all'armatura trasversale (V_w) , è possibile ricavare la resistenza a taglio V_R .

Il valore V_w è funzione del rapporto di armatura trasversale (ρ_{sx}), della larghezza della sezione rettangolare (b_w), del braccio di leva interno (z) e della resistenza a snervamento dell'acciaio f_y = f_{ym}/(FC· Υ_m), come da Tabella 5.28.

Legame	ρ _{sx} [-]	bw [m]	z [m]	fy [MPa]	Vw [kN]
Modello 1	3.59E-03	0.40	0.40	424.85	241.59
Modello 2	3.59E-03	0.40	0.40	424.85	241.59
Modello 3	3.59E-03	0.40	0.40	424.85	241.59

Tabella 5.28: Definizione della variabile V_w .

La Tabella 5.29 racchiude le variabili riferite all'espressione C8.7.2.8.

Legame	Υel [-]	h [m]	x [m]	Lv [m]	$egin{array}{c} Ac \ [m^2] \end{array}$	fc [MPa]	ρtot [-]	Vw [kN]	µ _{∆,рі} [-]	VR [kN]
Modello 1	1.15	0.50	0.13	1.55	0.176	25.19	1.20E-02	241.59	3.04	241.21
Modello 2	1.15	0.50	0.13	1.53	0.176	24.65	1.20E-02	241.59	2.90	243.46
Modello 3	1.15	0.50	0.13	1.55	0.176	25.69	1.20E-02	241.59	3.01	242.38

Tabella 5.29: Variabili riferite all'espressione C8.7.2.8.

A questo punto, si calcola il valore di V_R per i 3 modelli, attraverso la formulazione 4.1.28 delle NTC in condizioni non sismiche seguendo le considerazioni sopra riportate.

Precisamente si ha una staffa verticale chiusa da 8 mm, corrispondente ad un'area pari a 101 mm² e con un passo di 70 mm ($\Phi 8/7$).

Quindi siccome i valori di taglio resistente lato calcestruzzo V_{Rc} per i 3 modelli sono equivalenti a 997.39 kN, 976.00 kN e 1017.19 kN rispettivamente, i tagli resistenti corrispondono a quelli di Tabella 5.29.

• Pilastri: si considera l'espressione C8.7.2.8, con le stesse considerazioni descritte per le travi ed uno sforzo normale N = 747.15 kN.

Al fine di ricavare la luce L_v si considera la situazione più vincolante, generata dal sisma 9 di Tabella 5.1 e per un IM = 1.0g, con g accelerazione di gravità.

La rotazione di prima plasticizzazione (Θ_y) è espressa attraverso la relazione C8.7.2.7a mentre la rotazione massima raggiunta (Θ_u) , come per la luce di taglio, dipende dalla situazione più vincolante generata dal sisma 9 per un IM = 1.0g.

La Tabella 5.30 racchiude le variabili riferite all'espressione C8.7.2.7a, rispettivamente per i modelli di Saatcioglu & Razvi, Mander e Normativa.

Legame	$\Phi_{y} [m^{-1}]$	Lv [m]	h [m]	db [m]	fy [MPa]	fc [MPa]	Θy [-]
Modello 1	1.78E-03	1.85	0.60	0.020	488.58	41.40	3.38E-03
Modello 2	1.75E-03	1.86	0.60	0.020	488.58	40.47	3.36E-03
Modello 3	1.81E-03	1.84	0.60	0.020	488.58	40.94	3.40E-03

Tabella 5.30: Variabili riferite all'espressione C8.7.2.7a.

Di conseguenza è possibile ricavare i valori riferiti alla domanda di duttilità $\mu_{\Delta,pl}$ e μ_{Δ} , come riportato in Tabella 5.31.

Tabella 5.31: Parte plastica della domanda di duttilità $\mu_{\Delta,pl}$ e domanda di duttilità μ_{Δ} .

Legame	Θu [-]	Θу [-]	μΔ [-]	μΔ,pl [-]
Modello 1	1.68E-02	3.38E-03	4.97	3.97
Modello 2	1.62 E- 02	3.36E-03	4.82	3.82
Modello 3	1.66E-02	3.40E-03	4.88	3.88

Ne segue che siccome la domanda di duttilità $\mu_{\Delta} > 3$, i valori di resistenza tagliante V_R considerati nella verifica, saranno quelli dell'equazione C8.7.2.8.

Infine ricavato il contributo di resistenza dovuto all'armatura trasversale (V_w) , come da Tabella 5.32, è possibile ricavare la resistenza a taglio V_R .

Tabella 5.32: Definizione della variabile V_w .

Legame	ρ _{sx} [-]	bw [m]	z [m]	fy [MPa]	Vw [kN]
Modello 1	4.19E-03	0.50	0.49	424.85	434.17
Modello 2	4.19E-03	0.50	0.49	424.85	434.17
Modello 3	4.19E-03	0.50	0.49	424.85	434.17

La Tabella 5.33 racchiude le variabili riferite all'espressione C8.7.2.8.

Tabella 5.33: Variabili riferite all'espressione C8.7.2.8.

Legame	Υel [-]	h [m]	x [m]	Lv [m]	$egin{array}{c} \mathbf{Ac} \ [m^2] \end{array}$	fc [MPa]	ρ tot [-]	Vw [kN]	µ _{∆,рі} [-]	VR [kN]
Modello 1	1.15	0.60	0.20	1.85	0.271	27.60	1.62E-02	434.17	3.97	433.22
Modello 2	1.15	0.60	0.20	1.86	0.271	26.98	1.62E-02	434.17	3.82	434.73
Modello 3	1.15	0.60	0.20	1.84	0.271	27.29	1.62E-02	434.17	3.88	435.84

A questo punto, si calcola il valore di V_R per i 3 modelli, attraverso la formulazione 4.1.28 delle NTC in condizioni non sismiche seguendo le considerazioni sopra riportate.

Precisamente si hanno staffe orizzontali chiuse a quattro bracci da 8 mm, corrispondenti ad un'area pari a 251 mm² e con un passo di 120 mm ($\Phi 8/12$).

Quindi siccome i valori di taglio resistente lato calcestruzzo V_{Rc} per i 3 modelli sono equivalenti a 1682.91 kN, 1645.11 kN e 1664.21 kN rispettivamente, i tagli resistenti corrispondono a quelli di Tabella 5.33.

A questo punto, si confronta la resistenza tagliante della trave e del pilastro più condizionanti, con le caratteristiche di sollecitazione degli elementi del telaio generate dalle diverse analisi non lineari nel dominio del tempo.

Le Tabelle 5.34, 5.35 e 5.36 racchiudono per i 3 modelli, la verifica di resistenza a taglio per i 30 sismi di Tabella 5.1 e i 10 valori di IMs.

Sisma	$0.1 \mathrm{g}$	$0.2 \mathrm{g}$	$0.3 \mathrm{g}$	0.4g	$0.5\mathrm{g}$	0.6g	$0.7\mathrm{g}$	$0.8 \mathrm{g}$	0.9g	1.0g
1	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NO
2	\mathbf{SI}	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI
3	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
4	\mathbf{SI}	\mathbf{SI}	\mathbf{SI}	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	NO	NO	NO
5	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
6	\mathbf{SI}	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI
7	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
8	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
9	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NO	NO	NO
10	\mathbf{SI}	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI
11	\mathbf{SI}	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI
12	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	NO	NO	NO
13	\mathbf{SI}	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI
14	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
15	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NO	NO
16	\mathbf{SI}	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI
17	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
18	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NO	NO
19	\mathbf{SI}	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI
20	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
21	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NO	NO
22	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NO	NO	NO
23	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI

Tabella 5.34: Verifica di resistenza a taglio per i 30 sismi e i 10 IMs riferita al modello 1.

| 24 | SI |
|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|
| 25 | SI |
| 26 | SI |
| 27 | SI |
| 28 | SI |
| 29 | SI |
| 30 | SI |

Tabella 5.35: Verifica di resistenza a taglio per i 30 sismi e i 10 IMs riferita al modello 2.

Sisma	0.1g	0.2g	$0.3\mathrm{g}$	0.4g	$0.5 \mathrm{g}$	0.6g	$0.7\mathrm{g}$	$0.8 \mathrm{g}$	0.9g	$1.0\mathrm{g}$
1	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	SI
2	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	SI
3	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
4	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	NO
5	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
6	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	SI
7	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
8	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
9	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NO	NO
10	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
11	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
12	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NO	NO
13	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
14	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
15	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NO
16	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
17	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
18	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NO
19	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
20	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
21	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NO
22	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NO	NO	NO
23	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
24	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
25	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
26	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
27	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
28	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
29	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
30	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Sisma	$0.1 \mathrm{g}$	$0.2 \mathrm{g}$	$0.3 \mathrm{g}$	0.4g	$0.5\mathrm{g}$	0.6g	$0.7\mathrm{g}$	0.8g	0.9g	$1.0\mathrm{g}$
1	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	SI	NO
2	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
3	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	SI	SI
4	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	NO	NO
5	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
6	\mathbf{SI}	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	SI	SI
7	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	SI	SI
8	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
9	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	NO	NO	NO
10	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
11	\mathbf{SI}	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	SI	SI
12	\mathbf{SI}	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	NO	NO	NO
13	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
14	\mathbf{SI}	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	SI	SI
15	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NO
16	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
17	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
18	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NO
19	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
20	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
21	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NO	NO
22	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NO	NO	NO
23	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
24	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
25	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
26	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
27	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
28	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
29	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
30	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Tabella 5.36: Verifica di resistenza a taglio per i 30 sismi e i 10 IMs riferita al modello 3.

Infine si considera una distribuzione log-normale dei dati rappresentati attraverso tre curve, di cui una mediana (μ) dei valori pari al percentile 50% e due, le quali rappresentano la dispersione dei valori rispetto alla mediana, pari rispettivamente ai percentili 16% e 84% (ottenuti come $\mu \cdot exp(\pm \sigma)$, dove σ è la deviazione standard del logaritmo naturale dei valori).

Quanto scritto permette di riassumere le IDAs dei diversi modelli, in particolare quelle dei valori dei 4 Interstory Drift Indexs (IDIs). Inoltre si considera l'eventuale presenza di punti di instabilità dinamica, rappresentati dal non soddisfacimento della verifica a taglio sopra riportata.



Le Figure 5.27, 5.28 e 5.29 rappresentano le 4 IDIs versus i 10 IM
s, per i 3 modelli trattati.

Figura 5.27: IDI del 1° piano (a), IDI del 2° piano (b), IDI del 3° piano (c) e IDI massimo (d), riferiti al modello 1.


Figura 5.28: IDI del 1° piano (a), IDI del 2° piano (b), IDI del 3° piano (c) e IDI massimo (d), riferiti al modello 2.



Figura 5.29: IDI del 1° piano (a), IDI del 2° piano (b), IDI del 3° piano (c) e IDI massimo (d), riferiti al modello 3.

5.6 Affidabilità sismica della struttura

Oggigiorno è ampiamente riconosciuto che i codici di progettazione sismica debbano incorporare criteri di progettazione basati sulle prestazioni.

Nel 1994 la città di Northridge in California e nel 1995 quella di Kobe in Giappone, sono state investite da sismi di forte intensità, i quali hanno costretto la comunità scientifica a reinterpretare gli obbiettivi prestazionali di un tempo in una nuova ottica che tanga conto dei reali costi dovuti a danni di beni e servizi.

Come indicato nel documento tecnico Vision 2000, elaborato dalla Structural Engineers Association of California (SEAOC,1995), "La Performance-Based Engineering (PBE) comprende l'intera gamma di attività ingegneristiche necessarie per creare strutture con prestazioni sismiche prevedibili entro i livelli di rischio stabiliti." I quadri concettuali per i nuovi codici sono stati proposti e rivisti dalla professione di Ingegneria in diversi Paesi e sono alla base delle Normative Americane FEMA-274, FEMA-356 e FEMA-450.

Infatti la PBE è molto utile per illustrare la filosofia generale di come i livelli di progettazione e i livelli di prestazioni della struttura, possono essere combinati per formare obiettivi di performance.

A questo punto è necessario convertire la teoria in pratica, attraverso i principi di progettazione basati sull'affidabilità, che si sono evoluti negli ultimi decenni. La premessa alla base della PBE impone che il processo di progettazione dovrebbe porre maggiore enfasi sulla previsione delle prestazioni strutturali. Tuttavia, date le numerose fonti di incertezza che sono insiti nel design antisismico, questo può essere fatto solo in senso probabilistico.

5.6.1 Performance Based Seismic Design (PBSD)

Quanto detto, permette di introdurre il Performance Based Seismic Design (PBSD) riconducibile alla redazione della curva dei "Performance Objectives" (POs) all'interno del "Performance Space" o "Design Space", nel quale si rappresenta la probabilità di superamento della risposta strutturale.

Gli Obbiettivi Prestazionali POs, possono essere visti anche come il raggiungimento di un determinato Livello Prestazionale (Performance Level) o Stato Limite (Limit State). Nel caso in esame, si considerano 4 diversi livelli di prestazione:

- Fully Operational: in cui si devono evitare danni alle componenti non strutturali ed agli impianti, nel caso in cui si presentino eventi sismici minori con un'alta probabilità di accadimento durante la vita utile della struttura;
- Operational: in cui si ammettono danni limitati alle parti non strutturali mentre devono essere evitati indubbiamente quelli strutturali, nel caso di terremoti di medio-bassa intensità che possono avvenire con meno frequenza;
- Life Safety: sono da evitare danni a persone e, nel caso l'intensità dell'evento sismico sia medio-alta, la struttura deve essere riparabile;
- Near Collapse: si deve evitare il collasso strutturale anche in caso di sismi severi con bassa probabilità di accadimento.

I valori delle IDIs per i quattro Stati Limite (IDI_{LS}), utilizzati nella valutazione sismica, sono stati ricavati dalla pubblicazione "Bertero & Bertero, 2002" [15] (Tabella 5.37).

Performance Level	Limit State	IDI_{LS} [%]
Fully Operational	LS1	0.30
Operational	LS2	0.60
Life Safety	LS3	1.50
Near Collapse	LS4	2.00

Tabella 5.37: Stati Limite utilizzati nella valutazione sismica (IDI_{LS}), ricavati dalla
pubblicazione "Bertero & Bertero, 2002".

La Figura 5.30 tratta dalla pubblicazione di "Bertero & Bertero, 2002" (introdotta anche da K.R.Collins, B.Stojadinovic [16], Collins K.R. e Wen YK. [17]) raffigura lo spazio delle prestazioni, in cui l'asse verticale rappresenta la probabilità di eccedenza in scala logaritmica durante la vita utile della struttura (per edifici di civile abitazione pari a 50 anni) di un PO predefinito mentre, l'asse orizzontale, riporta la misura della risposta strutturale corrispondente in questa trattazione con l'Interstory Drift Index (IDI).



Figura 5.30: Spazio delle prestazioni (figura tratta dalla pubblicazione "Bertero & Bertero, 2002").

Infine, si noti che i diversi valori di Stato Limite sono interconnessi da linee rette, le quali individuano lo spazio in cui è ammissibile progettare (ovvero sotto tale curva).

5.6.2 Valutazione del Rischio Sismico

A seguito di un eventuale sisma, il rischio sismico è definito in termini di perdita economica e di funzionalità da parte di strutture, beni e servizi nonché la capacità di reazione delle persone coinvolte. Il rischio sismico può essere espresso, in maniera del tutto concettuale, dalla Relazione (5.77).

Rischio sismico = Pericolosità sismica · Vulnerabilità sismica · Esposizione (5.77)

Si definisce Pericolosità sismica di un'area la probabilità che in un certo intervallo di tempo si verifichi un terremoto con una data intensità IM.

La Vulnerabilità può essere definita come "la qualità di beni, servizi e persone di essere facilmente danneggiati o collisi", ed anch'essa è funzione di una data intensità IM.

L'Esposizione è legata al rischio urbano e infrastrutturale (competenza della pianificazione urbanistica), e la si trascura assumendo un valore unitario.

L'Espressione (5.78) rappresenta il numero medio di eventi (λ_{exc}), per un dato periodo di riferimento (V_R) e definiti Stati Limite, in maniera matematicamente più corretta attraverso l'integrale di convoluzione della Pericolosità P[IM=im] (probabilità riferita ad un determinato valore *im* di Intensity Measure IM) e della Vulnerabilità sismica P[D≥C|IM=im] (probabilità in cui la domanda sismica D eccede la capacità strutturale C condizionata ad un particolare valore IM = im).

Si noti inoltre, che la variabile $IM = \{0, 0.1g, 0.1g, ..., 1.0g\}$ è discreta e di conseguenza sarebbe legittimo considerare una semplice sommatoria piuttosto che l'integrale di convoluzione. In realtà si considera tale variabile continua nel dominio [0,0.1g], al fine di descrivere con completezza l'Affidabilità sismica.

$$\lambda_{exc} = \int_0^{1.0g} P[D \ge C | IM = im] \cdot P[IM = im] \cdot d(im)$$
(5.78)

La Figura 5.31 rappresenta la Relazione (5.78) in maniera concettualmente grafica.



Figura 5.31: Rappresentazione grafica della Relazione (5.78).

5.6.2.1 Definizione della Vulnerabilità sismica

Una comune definizione non tecnica della Vulnerabilità o Fragilità sismica è "la qualità di essere facilmente rotti o danneggiati". Il concetto di funzione di Fragilità nell'Ingegneria sismica risale alla definizione di Kennedy et al. (1980), che la definisce come una relazione probabilistica tra la frequenza di guasto di un componente in una centrale nucleare e l'accelerazione del suolo di picco di un terremoto. Più in generale si può definire la funzione di Fragilità, come una funzione matematica che esprime la probabilità che si verifichi un evento indesiderato (tipicamente che un bene, una struttura o un componente, raggiunga o superi uno Stato Limite chiaramente definito), in funzione di qualche misura di eccitazione ambientale (in genere una misura di accelerazione, deformazione o forza in un terremoto, uragano o altre condizioni di carico estreme).

Ad ogni modo, il processo di valutazione della Vulnerabilità permette la costruzione della *curva di Fragilità*, che mette in relazione il danno della struttura con l'intensità IM.

In questa sede, la curva di Fragilità o Vulnerabilità è approssimata da una distribuzione log-normale e quindi si definisce come la probabilità $P[D \ge C|IM=im]$ (in cui la domanda sismica D eccede la capacità strutturale C condizionata ad un particolare valore IM = im), come riportato in Relazione (5.79).

$$P[D \ge C|IM = im] = \Phi\left(\frac{\ln(im/\vartheta_{IM})}{\beta_{IM}}\right)$$
(5.79)

Tale espressione corrisponde alla funzione di distribuzione cumulativa Gaussiana standardizzata (CDF) del rapporto tra, il logaritmo naturale di uno specifico valore di IM = im e la mediana (ϑ_{IM}) (il livello di IM con il 50% di probabilità di collasso) della

funzione di Fragilità, e la deviazione standard (β_{IM}) del logaritmo naturale di IM (riferito alla dispersione di IM).

La creazione delle curve di Fragilità è riconducibile a tre diverse metodologie:

- Metodi empirici: in cui la funzione di fragilità viene creata adattando una funzione a dati osservazionali approssimativi di laboratorio o dal mondo reale. Le funzioni di Fragilità empirica sono state utilizzate per prima da Kustu et al. (1982), portando alla definizione del metodo RISK-UE, utilizzato perlopiù in Europa e basato sulla procedura descritta in HAZUS 99 (2001).
- Metodi basati su opinioni e giudizi di esperti: in cui la funzione è creata dal coinvolgimento di una o più persone che hanno esperienza con la classe di attività in questione, dove gli esperti indovinano o giudicano la probabilità di fallimento in funzione dell'eccitazione ambientale.
- Metodi analitici: in cui la funzione di Fragilità analitica è derivata per mezzo di analisi sismiche del modello strutturale. I valori limite di Inter-story Drift Index (IDI_{LS}), vengono utilizzati come valori di Misura del Danno (DM) e sono funzione degli Engineering Demand Parameters (EDPs), in questo caso equivalenti ai valori di IDIs ottenuti dalle diverse Analisi Dinamiche non lineari di tipo Incrementale (IDAs).

In questa trattazione, le curve di Fragilità si ottengono proprio seguendo quest'ultima tipologia proposta.

Il metodo analitico utilizzato, prevede innanzitutto di calcolare la probabilità di eccesso $P[D \ge C|DM=dm]$ in cui la domanda sismica D eccede la capacità strutturale C condizionata ad un particolare valore DM = dm, come riportato in Relazione (5.80).

$$P[D \ge C|DM = dm] = \left[1 - \Phi\left(\frac{\ln(dm/\vartheta_{DM})}{\beta_{DM}}\right)\right] \cdot \left[\frac{DIP_s}{DIP_{max}}\right] + \left[1 - \frac{DIP_s}{DIP_{max}}\right]$$
(5.80)

Tale espressione corrisponde al contributo di 3 quantità: una funzione di distribuzione cumulativa complementare normale standardizzata (CCDF) del rapporto tra, il logaritmo naturale di uno specifico valore di DM = dm e la mediana (ϑ_{DM}), e la deviazione standard (β_{DM}) del logaritmo naturale di DM; un contributo pari al rapporto tra i Dynamic Instability Points (**DIPs**) (vettore ottenuto dal non soddisfacimento della verifica a taglio di § 5.5.1) e il massimo valore del vettore di **DIPs** corrispondente a nessun collasso strutturale generato dai 30 sismi ($DIP_{max} = 30$) e infine la quota parte di contributo equivalente al complementare del rapporto tra **DIPs** e DIP_{max}. Si noti quindi la dipendenza della Relazione (5.80) dall'instabilità dinamica della struttura attraverso l'applicazione del Teorema delle Probabilità Totali, che racchiude negli ultimi due contributi, un'eventuale riduzione della popolazione statistica rappresentata dal vettore dei **DIPs**.

L'utilizzo di una distribuzione log-normale per le variabili aleatorie IM e DM, rappresenta al meglio il collasso di diversi elementi strutturali in un ragionevole numero di casi, come riportato nei lavori di Ibarra e Krawinkler 2005, Porter et al. 2007, Bradley e Dhakal 2008, Ghafory-Ashtiany et al. 2010, Eads et al. 2013 e Baker et al. 2015.

A questo punto è possibile ricavare i valori che eccedono delle IDIs (IDIs_{exc}), dall'inversione della CDF standardizzata della probabilità $P[D \ge C|DM=dm]$, permettendo di focalizzarsi sul cuore del metodo analitico proposto.

Infatti rappresentando su un piano cartesiano in ordinata il logaritmo naturale delle IDIs_{exc} e in ascissa quello delle IMs, si ipotizza una regressione log-normale dei dati per ogni valore di IM, che permette di ricavare la mediana (ϑ_{IM}) e la dispersione (β_{IM}) ancora incognite della variabile aleatoria IM.

La Relazione (5.81) descrive l'equazione della retta di regressione funzione della pendenza (m) e intercetta (q).

$$\ln IDIs_{exc} = m \cdot \ln IM + q \tag{5.81}$$

I valori di $m \in q$ sono poi necessari a ricavare la mediana (ϑ_{IM}) e la dispersione (β_{IM}), delle Relazioni (5.82) e (5.83).

$$\beta_{IM} = \frac{1}{m} \tag{5.82}$$

$$\vartheta_{IM} = \exp(-q \cdot \beta_{IM}) \tag{5.83}$$

Le Figure 5.32, 5.33 e 5.34 rappresentano la regressione lineare del $\ln(\text{IDIs}_{\text{exc}})$ versus $\ln(\text{IM})$ in riferimento agli Stati Limite di Tabella 5.37, per i diversi spostamenti d'interpiano e le 3 famiglie di legami costitutivi proposti, rispettivamente Saatcioglu & Razvi, Mander e Normativa.



Figura 5.32: Regressione log-normale delle IDIs_{exc} del 1° interpiano (a), 2° interpiano (b), 3° interpiano (c) e massime (d), per i 4 LS e il modello 1.



Figura 5.33: Regressione log-normale delle IDIs_{exc} del 1° interpiano (a), 2° interpiano (b), 3° interpiano (c) e massime (d), per i 4 LS e il modello 2.



Figura 5.34: Regressione log-normale delle IDIs_{exc} del 1° interpiano (a), 2° interpiano (b), 3° interpiano (c) e massime (d), per i 4 LS e il modello 3.

Infine, estrapolando i valori delle pendenze e intercette dalle diverse rette di regressione (con un coefficiente di determinazione (\mathbb{R}^2) che varia tra un minimo pari a 0.64 e un massimo pari a 0.96), è possibile ricavare i valori di mediana e deviazione standard del logaritmo naturale di IM, utilizzando le Relazioni (5.82) e (5.83) al fine di ricavare le rispettive curve di Fragilità con la Relazione (5.79).

Le Figure 5.35, 5.36 e 5.37 rappresentano le curve di Fragilità ovvero la probabilità di *Failure* versus IMs, per i diversi spostamenti d'interpiano e le 3 famiglie di modelli.



Figura 5.35: Curve di Fragilità del 1° interpiano (a), 2° interpiano (b), 3° interpiano (c) e massime (d), per i 4 LS e il modello 1.



Figura 5.36: Curve di Fragilità del 1° interpiano (a), 2° interpiano (b), 3° interpiano (c) e massime (d), per i 4 LS e il modello 2.



Figura 5.37: Curve di Fragilità del 1° interpiano (a), 2° interpiano (b), 3° interpiano (c) e massime (d), per i 4 LS e il modello 3.

5.6.2.2 Definizione della Pericolosità sismica

Nell'analisi dei pericoli si considera l'ambiente sismico (collassi nelle vicinanze, tassi di magnitudine-frequenza più ricorrenti, distanza del sito, condizioni del sito), che permette di descrivere la curva di Pericolosità P[IM=im] come la frequenza media annua nella quale l'eccitazione sismica si stima eccedere determinati livelli di IM = im.

La funzione di Pericolosità è rappresentata in un piano cartesiano di ordinata, il logaritmo naturale della frequenza media annua di ricorrenza corretta $(\ln(\lambda_C))$ e di ascissa, le Intensity Measures (IMs), pari ai valori mediani delle pseudo-accelerazioni $(S_e(50\%))$ nel dominio [0,1.0g].

A questo proposito, accedendo al sito del INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia), vengono forniti i valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* da utilizzare per definire l'azione sismica nei modi previsti dalle NTC.

Di conseguenza per il punto del reticolo di riferimento e per la longitudine e latitudine del territorio Aquilano, si hanno i valori della mediana (50mo percentile), del 16mo e dell'84mo percentile di a_g , riferiti ad un suolo rigido (categoria A, Vs_{,30}>800 m/s) e a 9 valori di probabilità di superamento nel periodo V_R = 50 anni pari a 81%, 63%, 50%, 39%, 30%, 22%, 10%, 5% e 2%, rispettivamente corrispondenti a periodi di ritorno (T_R) di 30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni, ottenuti dalla Relazione [3.2.0] delle NTC2018.

Ne segue che riferendosi al § 3.2.3.2.1 delle NTC2018, è possibile definire i valori del 50mo, del 16mo e dell'84mo percentile dello spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (S_e) per il periodo proprio della struttura $T_1 = 0.31$ s e per i 9 periodi di ritorno proposti dall'INGV.

Inoltre il sottosuolo Aquilano possiede condizioni geotecniche simili alla categoria di sottosuolo B e condizioni topografiche appartenenti alla categoria T1.

Quanto scritto permette di ricavare i periodi caratteristici dello spettro di Normativa (T_B, T_C, T_D) per i tre percentili e i 9 T_R , come riportato nelle Tabelle 5.38, 5.39 e 5.40.

50° percentile									
P _{VR} [-]	2%	5%	10%	22%	30%	39%	50%	63%	81%
${ m T_R}~[{ m anni}]$	2475	975	475	201	140	101	72	50	30
${ m a_g}\left[{ m g} ight]$	0.452	0.334	0.261	0.191	0.164	0.142	0.123	0.104	0.079
F _o [-]	2.46	2.40	2.36	2.32	2.30	2.30	2.32	2.33	2.40
T_{C}^{*} [s]	0.38	0.36	0.35	0.32	0.31	0.30	0.29	0.28	0.27
Ss [-]	1.00	1.08	1.15	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
C _C [-]	1.33	1.35	1.36	1.38	1.39	1.40	1.41	1.42	1.43
T_{B} [s]	0.17	0.16	0.16	0.15	0.14	0.14	0.14	0.13	0.13
T_{C} [s]	0.51	0.49	0.47	0.44	0.43	0.42	0.41	0.40	0.39
T_{D} [s]	3.41	2.94	2.64	2.36	2.26	2.17	2.09	2.02	1.92

Tabella 5.38: T_B , T_C , T_D per il 50° percentile e i 9 T_R .

Tabella 5.39: T_B , T_C , T_D per il 16° percentile e i 9 T_R .

16° percentile									
P _{VR} [-]	2%	5%	10%	22%	30%	39%	50%	63%	81%
T _R [anni]	2475	975	475	201	140	101	72	50	30
$\mathbf{a}_{\mathbf{g}}\left[\mathbf{g} ight]$	0.410	0.303	0.238	0.174	0.151	0.131	0.111	0.092	0.068
F _o [-]	2.46	2.40	2.36	2.32	2.30	2.30	2.32	2.33	2.40
$T_{\rm C}^*$ [s]	0.38	0.36	0.35	0.32	0.31	0.30	0.29	0.28	0.27
S s [-]	1.00	1.11	1.18	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
C _C [-]	1.33	1.35	1.36	1.38	1.39	1.40	1.41	1.42	1.43
$T_{\rm B}$ [s]	0.17	0.16	0.16	0.15	0.14	0.14	0.14	0.13	0.13

$T_{\rm C}$ [s]	0.51	0.49	0.47	0.44	0.43	0.42	0.41	0.40	0.39
$T_{\rm D}$ [s]	3.24	2.81	2.55	2.29	2.20	2.12	2.04	1.97	1.87

	84° percentile								
P _{VR} [-]	2%	5%	10%	22%	30%	39%	50%	63%	81%
T _R [anni]	2475	975	475	201	140	101	72	50	30
$a_{g}[g]$	0.523	0.367	0.284	0.204	0.175	0.154	0.132	0.112	0.087
F _o [-]	2.46	2.40	2.36	2.32	2.30	2.30	2.32	2.33	2.40
T_{C}^{*} [s]	0.38	0.36	0.35	0.32	0.31	0.30	0.29	0.28	0.27
S _S [-]	1.00	1.05	1.13	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
C _C [-]	1.33	1.35	1.36	1.38	1.39	1.40	1.41	1.42	1.43
T_{B} [s]	0.17	0.16	0.16	0.15	0.14	0.14	0.14	0.13	0.13
$T_{\rm C}$ [s]	0.51	0.49	0.47	0.44	0.43	0.42	0.41	0.40	0.39
$T_{\rm D}$ [s]	3.69	3.07	2.74	2.42	2.30	2.21	2.13	2.05	1.95

Tabella 5.40: T_B , T_C , T_D per il 84° percentile e i 9 T_R .

Successivamente, siccome per tutti e tre i percentili vale sempre $T_B \leq T_1 \leq T_C$, è possibile ricavare i valori di pseudo-accelerazione con la Relazione [3.2.2] delle NTC2018, relativa a tale intervallo.

Una volta calcolati i valori discreti in ascissa del piano cartesiano, è necessario calcolare i rispettivi valori in ordinata.

A tale scopo si considera la frequenza media annua di ricorrenza $\lambda = 1/T_R$ corretta dal coefficiente β_S dell'Espressione (5.84), che tiene conto della dispersione dei dati attorno alla mediana per mezzo dei valori di pseudo-accelerazione all'84° percentile $S_e(84\%)$ e al 16° $S_e(16\%)$, ottenendo la frequenza media annua di ricorrenza corretta (λ_C) dell'Espressione (5.85).

$$\beta_S = \frac{\ln S_e(84\%) - \ln S_e(16\%)}{2} \tag{5.84}$$

$$\lambda_C = \lambda \cdot exp(0.5 \cdot \beta_S^{\ 2}) \tag{5.85}$$

La Tabella 5.41 racchiude i 9 valori di β s e λ , necessari al calcolo dei λ_c , e le pseudoaccelerazioni dei 3 percentili.

T _R [anni]	λ [anni ⁻¹]	$S_e(84^\circ)$ [g]	$S_e(16^\circ)$ [g]	βs [-]	λ _C [-]	$S_{e}(50^{\circ})$ [g]
2475	0.0004	1.29	1.01	0.1217	0.0004	1.11
975	0.0010	0.92	0.81	0.0676	0.0010	0.87
475	0.0021	0.76	0.66	0.0704	0.0021	0.71
201	0.0050	0.57	0.48	0.0802	0.0050	0.53
140	0.0071	0.48	0.42	0.0749	0.0072	0.45
101	0.0099	0.42	0.36	0.0796	0.0099	0.39
72	0.0139	0.37	0.31	0.0854	0.0139	0.34
50	0.0199	0.31	0.26	0.0967	0.0200	0.29
30	0.0332	0.25	0.20	0.1238	0.0335	0.23

Tabella 5.41: Valori di β_S , λ , λ_C e delle pseudo-accelerazioni dei 3 percentili.

A questo punto, definiti i valori discreti di $\ln(\lambda_C)$ versus IMs, è necessario trovare un adeguato fitting di tali punti al fine di considerare tali variabili continue, attraverso la funzione di un polinomio del second'ordine che approssima al meglio l'andamento dei valori per IMs sufficientemente distanti da 0.

Ne segue che attraverso il Metodo dei Minimi Quadrati, è possibile ricavare i valori dei coefficienti $a, b \in c$ del polinomio espresso dalla Relazione (5.86).

$$\ln \lambda_c = a \cdot (\ln IM)^2 + b \cdot (\ln IM) + c \tag{5.86}$$

La Figura 5.38 rappresenta il fitting generato dal polinomio del second'ordine, da cui si ricavano i coefficienti a = -0.65, b = -3.62 e c = -7.38.



Figura 5.38: Fitting generato dal polinomio del second'ordine.

Infine, utilizzando la Relazione (5.86) e i coefficienti *a*, *b* e *c* estrapolati dalla Figura 5.39, è possibile calcolare la curva di Pericolosità come la stima del logaritmo naturale della frequenza media annua di ricorrenza corretta $(ln(\overline{\lambda_c}))$, in funzione delle Intensity Measures (IMs) nel dominio [0,1.0g].

A questo punto è possibile rappresentare l'Affidabilità sismica nello spazio prestazionale, in cui è possibile confrontare le curve dei "Structural Performances" (SPs), riferite ai 3 spostamenti d'interpiano e ai 3 modelli costitutivi trattati, con quella dei "Performance Objectives" (POs), tratta dalla pubblicazione di "Bertero & Bertero, 2002".

Le curve degli SPs si ricavano dalla convoluzione delle funzioni di pericolosità e fragilità attraverso la Relazione (5.78), che rappresenta il numero medio di eventi λ_{exc} per un dato periodo di riferimento V_R e definiti Stati Limite.

Noto il tasso medio di eventi che causano il collasso, l'Espressione (5.87) descrive la probabilità di eccedenza (P_{exc}) nel periodo $V_R = 50$ anni, attraverso la modellazione dell'occorrenza dei terremoti come processi stocastici Poissoniani, in cui gli eventi sono assunti essere indipendenti dal tempo che intercorre tra l'uno e l'altro.

$$P_{exc} = 1 - exp(-\lambda_{exc} \cdot V_R) \tag{5.87}$$

La curva dei POs, invece, è definita dai codici in funzione dei quattro Stati limite (LS1, LS2, LS3 e LS4) considerati, in cui le probabilità di eccesso limite ($P_{exc,LS}$) sono riportate in Tabella 5.42.

Performance Level	Limit State	$P_{exc,LS}$ [-]
Fully Operational	LS1	5.00E-01
Operational	LS2	1.60 E-01
Life Safety	LS3	2.20E-02
Near Collapse	LS4	1.50 E- 03

La Figura 5.39 rappresenta, per i modelli costitutivi di Saatcioglu & Razvi, Mander e Normativa, la probabilità di eccedenza per un determinato Stato Limite nel periodo $V_R = 50$ anni versus le 4 IDIs.



Figura 5.39: Probabilità di eccedenza per i 4 Stati limite e i 3 modelli costitutivi nel periodo $V_R = 50$ anni versus le IDIs riferite al 1° interpiano (a), 2° interpiano (b), 3° interpiano (c) e massime (d).

6. Progettazione con membrature confinate

In quest'ambito, si considera la progettazione tenendo conto del confinamento, attraverso valori di resistenza del calcestruzzo di progetto (f_{cd}) dipendenti dai legami costitutivi proposti di Saatcioglu & Razvi, Mander e Normativa (ottenuti seguendo i procedimenti del § 5.2.1.1), e un valore di snervamento dell'acciaio di progetto (f_{yd}) riferito all'acciaio B450C, come da Tabella 4.8.

Inoltre le azioni prescritte dalle NTC rimangono invariate al contrario delle resistenze, che saranno di conseguenza maggiori rispetto alla progettazione in capacity design senza confinamento.

L'analisi strutturale prevede innanzitutto l'utilizzo della combinazione fondamentale allo Stato Limite Ultimo (SLU), per situazioni di progetto persistenti o transitorie e la combinazione sismica allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) per il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione.

In aggiunta, l'azione sismica rappresentata con uno spettro elastico allo Stato Limite di Danno (SLD), permette di trovare gli spostamenti di interpiano della struttura.

Detto ciò, si noti che le combinazioni SLU e SLD coincidono con quelle riferite ad una progettazione senza confinamento ed è per questo motivo che sarà riportata la sola combinazione allo SLV, da cui è possibile ricavare le armature principali dei diversi elementi strutturali.

6.1 Dimensionamento e verifica delle membrature NTC2018

La procedura consiste nell'utilizzo delle prescrizioni di Normativa al fine di armare le membrature, le quali seguono la denominazione riportata in Figura 3.1 e le ipotesi riferite al predimensionamento e ai materiali, di cui ai §§ 3.1 e 4.2.1.

Si noti che le verifiche strutturali non comprendono i travetti dei solai, utilizzati solo nella definizione della massa totale del sistema.

6.1.1 Travi

Le sollecitazioni interne relative agli elementi trave, consistono nello sforzo normale in kilo-Newton [kN], sforzo tagliante in kilo-Newton [kN] e momento flettente in kilo-Newton metro [kN-m].

Si può però osservare che secondo la Normativa, le travi sono elementi prevalentemente inflessi, nelle quali è possibile trascurare lo sforzo assiale. Di conseguenza si eseguono verifiche a flessione semplice e a taglio, al fine di progettare rispettivamente le armature longitudinali e trasversali.

6.1.1.1 Combinazione sismica SLV

La verifica strutturale si riferisce alla sola classe di duttilità alta (CD"A") e deve soddisfare i requisiti di cui al § 7.4.4.1.1 delle NTC per i 3 modelli costitutivi proposti.

La Normativa prevede di effettuare le verifiche a flessione e a taglio, facendo riferimento ai relativi fattori di sovraresistenza di cui al § 7.2.2.

• Verifica a flessione semplice: prevede di ipotizzare delle armature longitudinali, le quali devono determinare un momento flettente resistente di progetto (MRd) maggiore di quello sollecitante (MSd).

A tal proposito per tutti gli elementi trave, si considera una sezione trasversale 40x50 cm, con un copriferro nominale pari a 40 mm, staffe verticali chiuse a due bracci da 8 mm, 2 ferri longitudinali da 22 mm (2 Φ 22) in intradosso pari ad un'area As,inf = 760 mm² e 3 ferri longitudinali da 24 mm (3 Φ 24) in estradosso pari ad un'area un'area As,sup = 1357 mm².

Si può notare che tali considerazioni, soddisfano i requisiti di armatura minima di cui al 4.1.6 delle NTC2018 poiché, l'area minima dell'armatura longitudinale in zona tesa As,min vale 260 mm².

Di conseguenza importando all'interno del software SAP2000 tali informazioni sezionali per i 3 modelli costitutivi, è possibile estrapolare i momenti resistenti di progetto (MRd).

Ciò permette il confronto tra i momenti resistenti e quelli sollecitanti, equivalenti al modulo dei corrispondenti valori in Tabella 4.24-b.

La Tabella 6.1 riporta la verifica a flessione nelle sezioni più sollecitate a momento flettente positivo per i 3 modelli.

Elemento	Posizione [m]	MSd [kN-m]	MRd1 [KN-m]	MRd2 [KN-m]	MRd3 [KN-m]	MRd>MSd
1001	1.5	63.20	163.36	163.42	164.77	VERIFICATO
1002	2.0	56.42	163.36	163.42	164.77	VERIFICATO
1003	3.5	63.20	163.36	163.42	164.77	VERIFICATO
2001	2.0	59.66	163.36	163.42	164.77	VERIFICATO
2002	2	55.63	163.36	163.42	164.77	VERIFICATO
2003	3.0	59.66	163.36	163.42	164.77	VERIFICATO

Tabella 6.1: Verifica a flessione nelle sezioni più sollecitate a momento flettentepositivo per i 3 modelli.

3001	2	41.98	163.36	163.42	164.77	VERIFICATO
3002	2	35.05	163.36	163.42	164.77	VERIFICATO
3003	3	41.98	163.36	163.42	164.77	VERIFICATO

La Tabella 6.2 riporta la verifica a flessione nelle sezioni più sollecitate a momento flettente negativo per i 3 modelli.

Elemento	Posizione [m]	MSd [kN-m]	MRd1 [KN-m]	MRd2 [KN-m]	MRd3 [KN-m]	$\mathbf{M}\mathbf{R}\mathbf{d}\mathbf{>}\mathbf{M}\mathbf{S}\mathbf{d}$
1001	5	167.16	274.24	274.94	274.69	VERIFICATO
1002	0	162.53	274.24	274.94	274.69	VERIFICATO
1003	0	167.16	274.24	274.94	274.69	VERIFICATO
2001	5	157.13	274.24	274.94	274.69	VERIFICATO
2002	0	155.65	274.24	274.94	274.69	VERIFICATO
2003	0	157.13	274.24	274.94	274.69	VERIFICATO
3001	5	99.55	274.24	274.94	274.69	VERIFICATO
3002	0	96.61	274.24	274.94	274.69	VERIFICATO
3003	0	99.55	274.24	274.94	274.69	VERIFICATO

 Tabella 6.2: Verifica a flessione nelle sezioni più sollecitate a momento flettente negativo per i 3 modelli.

Di conseguenza in tutte le travi la sezione 40x50 cm presenta 2 Φ 22 in intradosso e 3 Φ 24 in estradosso.

• Verifica a taglio: prevede di ipotizzare delle armature trasversali, le quali devono determinare uno sforzo tagliante resistente di progetto (VRd) maggiore di quello sollecitante (VSd).

A tal proposito, per la sezione di tutti gli elementi trave, valgono le stesse ipotesi della verifica a flessione semplice.

Successivamente riferendosi al § 7.4.4.1.1 delle NTC2018 e della relativa Circolare, si ricavano per i 3 modelli lo sforzo sollecitante di progetto massimo (VSd-max) e quello minimo (VSd-min), equivalenti ad un verso positivo e negativo del sisma.

Tali sollecitazioni seguono il concetto di capacity design nel caso di plasticizzazione delle sezioni di estremità delle travi, e sono rispettivamente somma e differenza di un contributo relativo ai momenti resistenti alle estremità di ogni trave (Vm) e di un contributo relativo ai carichi statici (V0).

Le Tabelle 6.3, 6.4 e 6.5 riportano i moduli delle sollecitazioni taglianti Vm, V0, VSd-max e VSd-min relative alle estremità di ogni trave, rispettivamente per i 3 modelli.

Elemento	Vm [kN]	V0 [kN]	m VSd,max [kN]	m VSd,min [kN]
1001	119.35	104.71	224.06	14.64
1002	119.35	104.71	224.06	14.64
1003	119.35	104.71	224.06	14.64
2001	119.35	104.71	224.06	14.64
2002	119.35	104.71	224.06	14.64
2003	119.35	104.71	224.06	14.64
3001	119.35	68.85	188.20	50.50
3002	119.35	68.85	188.20	50.50
3003	119.35	68.85	188.20	50.50

Tabella 6.3: Sollecitazioni taglianti Vm, V0, VSd-max e VSd-min relative alle estremità
di ogni trave, per il modello 1.

Tabella 6.4: Sollecitazioni taglianti Vm, V0, VSd-max e VSd-min relative alle estremità
di ogni trave, per il modello 2.

Elemento	Vm [kN]	V0 [kN]	VSd,max [kN]	VSd,min [kN]
1001	119.55	104.71	224.26	14.84
1002	119.55	104.71	224.26	14.84
1003	119.55	104.71	224.26	14.84
2001	119.55	104.71	224.26	14.84
2002	119.55	104.71	224.26	14.84
2003	119.55	104.71	224.26	14.84
3001	119.55	68.85	188.40	50.70
3002	119.55	68.85	188.40	50.70
3003	119.55	68.85	188.40	50.70

Tabella 6.5: Sollecitazioni taglianti Vm, V0, VSd-max e VSd-min relative alle estremità
di ogni trave, per il modello 3.

Elemento	Vm [kN]	V0 [kN]	VSd,max [kN]	VSd,min [kN]
1001	119.85	104.71	224.56	15.14
1002	119.85	104.71	224.56	15.14
1003	119.85	104.71	224.56	15.14
2001	119.85	104.71	224.56	15.14
2002	119.85	104.71	224.56	15.14

2003	119.85	104.71	224.56	15.14
3001	119.85	68.85	188.70	51.00
3002	119.85	68.85	188.70	51.00
3003	119.85	68.85	188.70	51.00

A questo punto, riferendosi al § 4.1.2.3.5 delle NTC2018, si ipotizzano inizialmente elementi non armati a taglio.

Di conseguenza per entrambi i versi del sisma, si definiscono gli sforzi taglianti di progetto relativi alla sola resistenza del calcestruzzo (VRd,c-max) e (VRd,c-min) che, essendo maggiori di quelli ottenuti con la progettazione senza confinamento, confermano le verifiche delle Tabelle 4.45 e 4.46 e quindi l'aggiunta di armatura trasversale negli elementi trave.

Di conseguenza nella zona non dissipativa si considera una staffa verticale chiusa da 8 mm, corrispondente ad un'area pari a 101 mm² e con un passo di 150 mm ($\Phi 8/15$) mentre, nelle zone dissipative, una staffa verticale chiusa da 8 mm con un passo di 50 mm ($\Phi 8/5$).

Si può notare che tali considerazioni soddisfano i requisiti di armatura e passo delle staffe, di cui ai §§ 4.1.6 e 7.4.4.1.1 delle NTC2018.

Ne segue che ipotizzando il termine cotan Θ pari a 2.5 nella zona non dissipativa, è possibile ricavare i valori di taglio resistente di progetto lato calcestruzzo (VRcd) per i 3 modelli e lato staffe (VRsd), equivalenti a 564.57 kN, 544.02 kN, 576.97 kN e 259.63 kN rispettivamente.

Invece nelle zone dissipative, si considera il valore $\cot a\Theta$ pari a 1, ricavando dei valori di VRcd per i 3 modelli e VRsd pari a 818.63 kN, 788.83 kN, 836.61 kN e 311.56 kN rispettivamente.

In entrambi i casi, è possibile confrontare gli sforzi sollecitanti con quello resistente, corrispondente allo sforzo tagliante di progetto lato staffe (VRsd).

La Tabella 6.6 riporta la verifica a taglio nella sezione più sollecitata della zona non dissipativa, per elementi con armatura trasversale e per i 3 modelli.

Tabella 6.6:	Verifica a tag	glio nella sezione	e più sollecitata	della zona i	non dissipativa,
	per elementi	i con armatura t	rasversale e per	i 3 modelli	

Elemento	VSd1 [kN]	VSd2 [kN]	VSd3 [kN]	VRd [KN]	$\mathbf{V}\mathbf{R}\mathbf{d}{>}\mathbf{V}\mathbf{S}\mathbf{d}$
1001	188.36	188.57	188.87	259.63	VERIFICATO
1002	188.36	188.57	188.87	259.63	VERIFICATO
1003	188.36	188.57	188.87	259.63	VERIFICATO

2001	188.36	188.57	188.87	259.63	VERIFICATO
2002	188.36	188.57	188.87	259.63	VERIFICATO
2003	188.36	188.57	188.87	259.63	VERIFICATO
3001	164.72	164.93	165.23	259.63	VERIFICATO
3002	164.72	164.93	165.23	259.63	VERIFICATO
3003	164.72	164.93	165.23	259.63	VERIFICATO

La Tabella 6.7 riporta la verifica a taglio nelle sezioni di estremità, per elementi con armatura trasversale e per i 3 modelli.

Tabella 6.7: Verifica a taglio nelle sezioni di estremità, per elementi con armaturatrasversale e per i 3 modelli.

$\mathbf{Elemento}$	VSd [kN]	VSd2 [kN]	VSd3 [kN]	VRd [KN]	$\mathbf{V}\mathbf{R}\mathbf{d} \mathbf{>} \mathbf{V}\mathbf{S}\mathbf{d}$
1001	224.06	224.26	224.56	311.56	VERIFICATO
1002	224.06	224.26	224.56	311.56	VERIFICATO
1003	224.06	224.26	224.56	311.56	VERIFICATO
2001	224.06	224.26	224.56	311.56	VERIFICATO
2002	224.06	224.26	224.56	311.56	VERIFICATO
2003	224.06	224.26	224.56	311.56	VERIFICATO
3001	188.20	188.40	188.70	311.56	VERIFICATO
3002	188.20	188.40	188.70	311.56	VERIFICATO
3003	188.20	188.40	188.70	311.56	VERIFICATO

Di conseguenza in tutte le travi la sezione 40x50 cm presenta staffe $\Phi 8/15$ nella zona non dissipativa e staffe $\Phi 8/5$ in quelle dissipative.

<u>6.1.1.2 Dettagli costruttivi</u>

Tutti gli elementi trave, essendo in campo sismico, devono soddisfare i requisiti legati all'armatura longitudinale e trasversale, di cui al § 7.4.6.2.1 della Normativa Italiana.

In questo caso valgono le stesse considerazioni del § 4.4.1.3, effettuate nel caso di progettazione senza confinamento.

In base a tutte le verifiche strutturali effettuate per l'elemento trave, si considera una sezione trasversale 40x50 cm, con un copriferro nominale pari a 40 mm, 2 ferri longitudinali da 22 mm (2 Φ 22) in intradosso pari ad un'area As,inf = 760 mm² e 3 ferri longitudinali da 24 mm (3 Φ 24) in estradosso pari ad un'area As,sup = 1357 mm². Inoltre, si hanno staffe Φ 8/15 nella zona non dissipativa e staffe Φ 8/5 in quelle dissipative di lunghezza 750 mm.

6.1.2 Pilastri

Le sollecitazioni interne relative agli elementi pilastro, consistono nello sforzo normale in kilo-Newton [kN], sforzo tagliante in kilo-Newton [kN] e momento flettente in kilo-Newton metro [kN-m].

Di conseguenza si eseguono verifiche a presso-flessione semplice e a taglio, al fine di progettare rispettivamente le armature longitudinali e trasversali.

6.1.2.1 Combinazione sismica SLV

La verifica strutturale si riferisce alla sola classe di duttilità alta (CD"A") e deve soddisfare i requisiti di cui al § 7.4.4.2.1 delle NTC, per i 3 modelli costitutivi proposti.

La Normativa prevede di effettuare le verifiche a presso-flessione e a taglio, facendo riferimento ai relativi fattori di sovraresistenza di cui al § 7.2.2.

Inoltre il rapporto tra sforzo normale sollecitante e resistente del solo calcestruzzo, deve essere minore di 0.55.

• Verifica a compressione del calcestruzzo: tale verifica deve essere soddisfatta per entrambi i versi del sisma.

Le Tabelle 6.8 e 6.9 restituiscono i valori di sforzo sollecitante (NSd) e sforzo resistente del calcestruzzo (NRd,c) ridotto del 45%, per i 3 modelli e per le estremità di ogni pilastro.

Elemento	Posiz.	0.55 · NRd1,c	$0.55 \cdot \text{NRd2,c}$	0.55 · NRd3,c	NSd	$ \mathrm{NSd} {<}0.55\cdot\mathrm{NRd} $
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
101	0	3024.30	3028.80	2990.59	297.74	VERIFICATO
101	3	3024.30	3028.80	2990.59	275.24	VERIFICATO
201	0	3024.30	3028.80	2990.59	193.23	VERIFICATO
201	3	3024.30	3028.80	2990.59	170.74	VERIFICATO
301	0	3024.30	3028.80	2990.59	84.65	VERIFICATO
301	3	3024.30	3028.80	2990.59	62.16	VERIFICATO
102	0	3024.30	3028.80	2990.59	666.57	VERIFICATO
102	3	3024.30	3028.80	2990.59	644.07	VERIFICATO
202	0	3024.30	3028.80	2990.59	423.13	VERIFICATO
202	3	3024.30	3028.80	2990.59	400.63	VERIFICATO
302	0	3024.30	3028.80	2990.59	179.45	VERIFICATO
302	3	3024.30	3028.80	2990.59	156.95	VERIFICATO
103	0	3024.30	3028.80	2990.59	666.57	VERIFICATO

Tabella 6.8: Sforzo resistente del calcestruzzo (NRd,c) ridotto del 45% e sforzosollecitante (NSd), riferito al verso positivo del sisma e ai 3 modelli.

103	3	3024.30	3028.80	2990.59	644.07	VERIFICATO
203	0	3024.30	3028.80	2990.59	423.13	VERIFICATO
203	3	3024.30	3028.80	2990.59	400.63	VERIFICATO
303	0	3024.30	3028.80	2990.59	179.45	VERIFICATO
303	3	3024.30	3028.80	2990.59	156.95	VERIFICATO
104	0	3024.30	3028.80	2990.59	297.74	VERIFICATO
104	3	3024.30	3028.80	2990.59	275.24	VERIFICATO
204	0	3024.30	3028.80	2990.59	193.23	VERIFICATO
204	3	3024.30	3028.80	2990.59	170.74	VERIFICATO
304	0	3024.30	3028.80	2990.59	84.65	VERIFICATO
304	3	3024.30	3028.80	2990.59	62.16	VERIFICATO

Tabella 6.9: Sforzo resistente del calcestruzzo (NRd,c) ridotto del 45% e sforzosollecitante (NSd), riferito al verso negativo e ai 3 modelli.

Elemento	Posiz.	$0.55 \cdot \mathrm{NRd1,c}$	$0.55 \cdot \mathrm{NRd2,c}$	$0.55 \cdot \mathrm{NRd3,c}$	$ \mathbf{NSd} $	NSd 20 55 . NBd
Elemento	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
101	0	3024.30	3028.80	2990.59	443.31	VERIFICATO
101	3	3024.30	3028.80	2990.59	420.81	VERIFICATO
201	0	3024.30	3028.80	2990.59	277.05	VERIFICATO
201	3	3024.30	3028.80	2990.59	254.55	VERIFICATO
301	0	3024.30	3028.80	2990.59	112.72	VERIFICATO
301	3	3024.30	3028.80	2990.59	90.23	VERIFICATO
102	0	3024.30	3028.80	2990.59	709.16	VERIFICATO
102	3	3024.30	3028.80	2990.59	686.67	VERIFICATO
202	0	3024.30	3028.80	2990.59	444.72	VERIFICATO
202	3	3024.30	3028.80	2990.59	422.22	VERIFICATO
302	0	3024.30	3028.80	2990.59	182.63	VERIFICATO
302	3	3024.30	3028.80	2990.59	160.14	VERIFICATO
103	0	3024.30	3028.80	2990.59	709.16	VERIFICATO
103	3	3024.30	3028.80	2990.59	686.67	VERIFICATO
203	0	3024.30	3028.80	2990.59	444.72	VERIFICATO
203	3	3024.30	3028.80	2990.59	422.22	VERIFICATO
303	0	3024.30	3028.80	2990.59	182.63	VERIFICATO
303	3	3024.30	3028.80	2990.59	160.14	VERIFICATO
104	0	3024.30	3028.80	2990.59	443.31	VERIFICATO
104	3	3024.30	3028.80	2990.59	420.81	VERIFICATO
204	0	3024.30	3028.80	2990.59	277.05	VERIFICATO
204	3	3024.30	3028.80	2990.59	254.55	VERIFICATO
304	0	3024.30	3028.80	2990.59	112.72	VERIFICATO
304	3	3024.30	3028.80	2990.59	90.23	VERIFICATO

• Verifica a presso-flessione semplice: prevede di ipotizzare delle armature longitudinali, le quali devono determinare un momento flettente resistente di

progetto (MRd) in ogni pilastro, tale da soddisfare la Relazione [7.4.4] di cui al § 7.4.4.2.1.

A tal proposito si considera una sezione trasversale 50x60 cm, con un copriferro nominale pari a 40 mm, staffe orizzontali chiuse a quattro bracci da 8 mm e 14 ferri longitudinali da 20 mm (14 Φ 20) equamente disposti pari ad un'area As = 4398 mm².

Tale sezione è stata ipotizzata per tutti gli elementi pilastro.

Di conseguenza, riferendosi al corrispondente sforzo normale (NSd) di Tabella 4.24b ed importando all'interno del software SAP2000 tali informazioni sezionali per i 3 modelli costitutivi, è possibile estrapolare i momenti resistenti di progetto (Mc,Rd) per ogni verso dell'azione sismica.

Le Tabelle 6.10 e 6.11 racchiudono i moduli di NSd e Mc,Rd dei 3 modelli, riferiti alle sezioni di estremità di ogni pilastro e per entrambi i versi dell'azione sismica.

Element -	Posizione	NSd-max	Mc,Rd1-max	Mc,Rd2-max	Mc,Rd3-max
Elemento	[m]	[kN]	[KN-m]	[KN-m]	[KN-m]
101	0	297.74	591.70	591.88	594.32
101	3	275.24	587.00	587.29	589.33
201	0	193.23	568.94	569.21	571.14
201	3	170.74	563.99	564.25	566.15
301	0	84.65	545.04	545.27	547.06
301	3	62.16	540.09	540.32	542.07
102	0	666.57	654.00	654.81	659.55
102	3	644.07	650.20	650.97	655.67
202	0	423.13	612.88	613.28	617.58
202	3	400.63	609.08	609.44	613.70
302	0	179.45	565.91	566.17	568.08
302	3	156.95	560.96	561.21	563.10
103	0	666.57	654.00	654.81	659.55
103	3	644.07	650.20	650.97	655.67
203	0	423.13	612.88	613.28	617.58
203	3	400.63	609.08	609.44	613.70
303	0	179.45	565.91	566.17	568.08
303	3	156.95	560.96	561.21	563.10
104	0	297.74	591.70	591.88	594.32
104	3	275.24	587.00	587.29	589.33
204	0	193.23	568.94	569.21	571.14

Tabella 6.10: Valori di NSd-max e Mc,Rd-max riferiti ad un verso positivo dell'azionesismica.

204	3	170.74	563.99	564.25	566.15
304	0	84.65	545.04	545.27	547.06
304	3	62.16	540.09	540.32	542.07

Tabella 6.11: Valori di NSd-min e Mc,Rd-min riferiti ad un verso negativo dell'azionesismica.

	Posizione	NSd-min	Mc,Rd1-min	Mc,Rd2-min	Mc,Rd3-min
Elemento	[m]	[kN]	[KN-m]	[KN-m]	[KN-m]
101	0	443.31	616.29	616.72	621.06
101	3	420.81	612.49	612.88	617.18
201	0	277.05	587.39	587.69	589.73
201	3	254.55	582.44	582.73	584.74
301	0	112.72	551.22	551.46	553.28
301	3	90.23	546.27	546.50	548.30
102	0	709.16	661.20	662.08	666.89
102	3	686.67	657.40	658.24	663.01
202	0	444.72	616.53	616.96	621.30
202	3	422.22	612.73	613.12	617.42
302	0	182.63	566.61	566.87	568.79
302	3	160.14	561.66	561.92	563.80
103	0	709.16	661.20	662.08	666.89
103	3	686.67	657.40	658.24	663.01
203	0	444.72	616.53	616.96	621.30
203	3	422.22	612.73	613.12	617.42
303	0	182.63	566.61	566.87	568.79
303	3	160.14	561.66	561.92	563.80
104	0	443.31	616.29	616.72	621.06
104	3	420.81	612.49	612.88	617.18
204	0	277.05	587.39	587.69	589.73
204	3	254.55	582.44	582.73	584.74
304	0	112.72	551.22	551.46	553.28
304	3	90.23	546.27	546.50	548.30

Infine, per entrambi i versi del sisma, è possibile effettuare la verifica considerando i momenti flettenti resistenti di progetto di colonne $(M_{c,Rd})$ e travi $(M_{b,Rd})$, che concorrono all'equilibrio di ogni nodo in Figura 3.1.

Le Tabelle dalla 6.12 alla 6.17 riportano i valori di $M_{c,Rd}$ e $M_{b,Rd}$ degli elementi che equilibrano i diversi nodi, per entrambi i versi del sisma e per i 3 modelli.

Nodo	Pilastro	Mc,Rd [KN-m]	Trave	Mb,Rd [KN-m]
0	101	587.00	1001	100.00
2	201	568.94	1001	103.30
	201	563.99	0001	169.96
3	301	545.04	2001	103.30
C	102	650.20	1001	274.24
0	202	612.88	1002	163.36
	202	609.08	2001	274.24
7	302	565.91	2002	163.36
10	103	650.20	1002	274.24
	203	612.88	1003	163.36
11	203	609.08	2002	274.24
	303	565.91	2003	163.36
14	104	587.00	1009	074.04
	204	568.94	1003	274.24
15	204	563.99	2002	074.04
	304	545.04	2003	274.24

Tabella 6.12: Valori di Mc,Rd-max e Mb,Rd-max per un verso positivo del sisma e peril modello 1.

Tabella 6.13: Valori di Mc,Rd-max e Mb,Rd-max per un verso positivo del sisma e peril modello 2.

Nodo	Pilastro	Mc,Rd [KN-m]	Trave	Mb,Rd [KN-m]
0	101	587.29	1001	169.49
Z	201	569.21	1001	103.42
0	201	564.25	2001	162.40
3	301	545.27	2001	103.42
C	102	650.97	1001	274.94
0	202	613.28	1002	163.42
7	202	609.44	2001	274.94
(302	566.17	2002	163.42
10	103	650.97	1002	274.94
10	203	613.28	1003	163.42
11	203	609.44	2002	274.94
	303	566.17	2003	163.42
14	104	587.29	1002	274.04
	204	569.21	1003	274.94
15	204	564.25	2002	074.04
15	304	545.27	2003	274.94

Nodo	Pilastro	Mc,Rd [KN-m]	Trave	Mb,Rd [KN-m]
0	101	589.33	1001	104 77
2	201	571.14	1001	104.77
0	201	566.15	0001	104 77
3	301	547.06	2001	104.77
C	102	655.67	1001	274.69
0	202	617.58	1002	164.77
_	202	613.70	2001	274.69
(302	568.08	2002	164.77
10	103	655.67	1002	274.69
	203	617.58	1003	164.77
11	203	613.70	2002	274.69
11	303	568.08	2003	164.77
14	104	589.33	1009	274.00
	204	571.14	1003	274.69
15	204	566.15	2002	274.00
	304	547.06	2003	274.09

Tabella 6.14: Valori di Mc,Rd-max e Mb,Rd-max per un verso positivo del sisma e peril modello 3.

 $\label{eq:constraint} \textbf{Tabella 6.15}: \mbox{Valori di Mc,Rd-min e Mb,Rd-min per un verso negativo del sisma e per il modello 1.}$

Nodo	Pilastro	Mc,Rd [KN-m]	Trave	Mb,Rd [KN-m]
0	101	612.49	1001	074.04
2	201	587.39	1001	274.24
0	201	582.44	0001	074.04
3	301	551.22	2001	274.24
C	102	657.40	1001	163.36
0	202	616.53	1002	274.24
7	202	612.73	2001	163.36
1	302	566.61	2002	274.24
10	103	657.40	1002	163.36
	203	616.53	1003	274.24
11	203	612.73	2002	163.36
11	303	566.61	2003	274.24
14	104	612.49	1002	169.96
	204	587.39	1003	103.30
15	204	582.44	2002	109.90
	304	551.22	2003	103.30

Nodo	Pilastro	Mc,Rd [KN-m]	Trave	Mb,Rd [KN-m]
0	101	612.88	1001	074.04
Δ	201	587.69	1001	274.94
0	201	582.73	2001	074.04
3	301	551.46	2001	274.94
C	102	658.24	1001	163.42
0	202	616.96	1002	274.94
7	202	613.12	2001	163.42
(302	566.87	2002	274.94
10	103	658.24	1002	163.42
10	203	616.96	1003	274.94
11	203	613.12	2002	163.42
11	303	566.87	2003	274.94
14	104	612.88	1009	169.40
	204	587.69	1003	103.42
15	204	582.73	0000	169.40
	304	551.46	2003	103.42

Tabella 6.16: Valori di Mc,Rd-min e Mb,Rd-min per un verso negativo del sisma e peril modello 2.

Tabella 6.17: Valori di Mc,Rd-min e Mb,Rd-min per un verso negativo del sisma e peril modello 3.

Nodo	Pilastro	Mc,Rd [KN-m]	Trave	Mb,Rd [KN-m]
0	101	617.18	1001	274.00
Z	201	589.73	1001	274.09
0	201	584.74	0001	074.00
3	301	553.28	2001	274.69
C	102	663.01	1001	164.77
0	202	621.30	1002	274.69
_	202	617.42	2001	164.77
1	302	568.79	2002	274.69
10	103	663.01	1002	164.77
10	203	621.30	1003	274.69
11	203	617.42	2002	164.77
11	303	568.79	2003	274.69
14	104	617.18	1009	164 77
	204	589.73	1005	104.77
15	204	584.74	2002	164 77
	304	553.28	2003	104.77

Le Tabelle dalla 6.18alla 6.23si riferiscono alle corrispondenti verifiche dei pannelli nodali.

Nodo	ΣMc,Rd [KN-m]	Ϋ́Rd · Σ́Mb,Rd [KN-m]	$\Sigma_{\mathrm{Mc,Rd}} > \gamma_{\mathrm{Rd}} \cdot \Sigma_{\mathrm{Mb,Rd}}$
2	1155.94	212.37	VERIFICATO
3	1109.03	212.37	VERIFICATO
6	1263.08	568.88	VERIFICATO
7	1174.99	568.88	VERIFICATO
10	1263.08	568.88	VERIFICATO
11	1174.99	568.88	VERIFICATO
14	1155.94	356.51	VERIFICATO
15	1109.03	356.51	VERIFICATO

Tabella 6.18: Verifica dei pannelli nodali per un verso positivo del sisma e per i
modello 1.

Tabella 6.19: Verifica dei pannelli nodali per un verso positivo del sisma e per i
modello 2.

Nodo	Σ Mc,Rd [KN-m]	Ϋ́Rd · Σ́Mb,Rd [KN-m]	$\mathbf{\Sigma}_{\mathbf{Mc},\mathbf{Rd}} > \mathbf{Y}_{\mathbf{Rd}} \cdot \mathbf{\Sigma}_{\mathbf{Mb},\mathbf{Rd}}$
2	1156.50	212.45	VERIFICATO
3	1109.53	212.45	VERIFICATO
6	1264.25	569.87	VERIFICATO
7	1175.61	569.87	VERIFICATO
10	1264.25	569.87	VERIFICATO
11	1175.61	569.87	VERIFICATO
14	1156.50	357.42	VERIFICATO
15	1109.53	357.42	VERIFICATO

Tabella 6.20: Verifica dei pannelli nodali per un verso positivo del sisma e per i
modello 3.

Nodo	ΣMc,Rd [KN-m]	Ϋ́Rd · Σ́Mb,Rd [KN-m]	$\Sigma_{ m Mc,Rd} > \gamma_{ m Rd} \cdot \Sigma_{ m Mb,Rd}$
2	1160.47	214.20	VERIFICATO
3	1113.21	214.20	VERIFICATO
6	1273.25	571.30	VERIFICATO
7	1181.78	571.30	VERIFICATO
10	1273.25	571.30	VERIFICATO
11	1181.78	571.30	VERIFICATO
14	1160.47	357.10	VERIFICATO
15	1113.21	357.10	VERIFICATO

Nodo	Σ Mc,Rd [KN-m]	$\mathbf{\hat{Y}}_{\mathrm{Rd}} \cdot \mathbf{\hat{\Sigma}}_{\mathrm{Mb,Rd}}$ [KN-m]	$\Sigma_{\mathrm{Mc,Rd}} > \Upsilon_{\mathrm{Rd}} \cdot \Sigma_{\mathrm{Mb,Rd}}$
2	1199.88	356.51	VERIFICATO
3	1133.66	356.51	VERIFICATO
6	1273.92	568.88	VERIFICATO
7	1179.33	568.88	VERIFICATO
10	1273.92	568.88	VERIFICATO
11	1179.33	568.88	VERIFICATO
14	1199.88	212.37	VERIFICATO
15	1133.66	212.37	VERIFICATO

Tabella 6.21: Verifica dei pannelli nodali per un verso negativo del sisma e per ilmodello 1.

Tabella 6.22: Verifica dei pannelli nodali per un verso negativo del sisma e per ilmodello 2.

Nodo	ΣMc,Rd [KN-m]	Ϋ́Rd · Σ́Mb,Rd [KN-m]	$\Sigma_{ m Mc,Rd} > \gamma_{ m Rd} \cdot \Sigma_{ m Mb,Rd}$
2	1200.57	357.42	VERIFICATO
3	1134.19	357.42	VERIFICATO
6	1275.20	569.87	VERIFICATO
7	1180.00	569.87	VERIFICATO
10	1275.20	569.87	VERIFICATO
11	1180.00	569.87	VERIFICATO
14	1200.57	212.45	VERIFICATO
15	1134.19	212.45	VERIFICATO

Tabella 6.23: Verifica dei pannelli nodali per un verso negativo del sisma e per ilmodello 3.

Nodo	ΣMc,Rd [KN-m]	$\mathbf{\hat{Y}}_{\mathrm{Rd}} \cdot \mathbf{\hat{\Sigma}}_{\mathrm{Mb,Rd}}$ [KN-m]	$\Sigma_{ m Mc,Rd} > \Upsilon_{ m Rd} \cdot \Sigma_{ m Mb,Rd}$
2	1206.91	357.10	VERIFICATO
3	1138.03	357.10	VERIFICATO
6	1284.31	571.30	VERIFICATO
7	1186.21	571.30	VERIFICATO
10	1284.31	571.30	VERIFICATO
11	1186.21	571.30	VERIFICATO
14	1206.91	214.20	VERIFICATO
15	1138.03	214.20	VERIFICATO

Di conseguenza in tutti i pilastri la sezione 50x60 cm presenta 14 Φ 20 equamente distribuiti.

• Verifica a taglio: prevede di ipotizzare delle armature trasversali, le quali devono determinare uno sforzo tagliante resistente di progetto (VRd) maggiore di quello sollecitante (VSd).

A tal proposito, per la sezione di tutti gli elementi pilastro, valgono le stesse ipotesi della verifica a presso-flessione semplice.

Successivamente riferendosi al § 7.4.4.2.1 delle NTC2018 e della relativa Circolare, si ricavano per i 3 modelli lo sforzo sollecitante di progetto massimo (VSd-max) e quello minimo (VSd-min), equivalenti ad un verso positivo e negativo del sisma.

Tali sollecitazioni seguono il concetto di capacity design nel caso di plasticizzazione delle sezioni di estremità delle travi, e derivano dall'equilibrio dei momenti flettenti (Mi,d) all'estremità di ogni pilastro, ricavati rispettivamente dai risultati delle Tabelle dalla 6.12 alla 6.17.

Le Tabelle dalla 6.24 alla 6.29 riportano per i 3 modelli i valori delle sollecitazioni flettenti M_{i,d} e taglianti VS_{d-max} e VS_{d-min}, relative alle estremità di ogni colonna e per entrambi i versi del sisma.

Elemento	Posizione [m]	Mi,d-max [kN-m]	VSd-max [kN]
101	0	591.70	350.82
101	3	82.96	350.82
201	0	80.40	85.01
201	3	83.08	85.01
301	0	80.28	322.59
301	3	540.09	322.59
102	0	654.00	457.22
102	3	225.27	457.22
202	0	212.33	228.37
202	3	226.84	228.37
302	0	210.76	219.19
302	3	210.76	219.19
103	0	654.00	457.22
103	3	225.27	457.22
203	0	212.33	228.37
203	3	226.84	228.37
303	0	210.76	219.19
303	3	210.76	219.19
104	0	591.70	380.10

Tabella 6.24: Sollecitazione flettente Mi,d-max e tagliante VSd-max del modello 1, relativealle estremità di ogni colonna e per un verso positivo del sisma.
104	3	139.26	380.10
204	0	134.98	142.71
204	3	139.46	142.71
304	0	134.78	350.93
304	3	540.09	350.93

Tabella 6.25: Sollecitazione flettente Mi,d-max e tagliante VSd-max del modello 2, relativealle estremità di ogni colonna e per un verso positivo del sisma.

Elemento	Posizione [m]	Mi,d-max [kN-m]	VSd-max [kN]
101	0	591.88	350.93
101	3	82.99	350.93
201	0	80.43	85.04
201	3	83.11	85.04
301	0	80.31	322.73
301	3	540.32	322.73
102	0	654.81	457.87
102	3	225.72	457.87
202	0	212.64	228.74
202	3	227.25	228.74
302	0	211.11	219.56
302	3	211.11	219.56
103	0	654.81	457.87
103	3	225.72	457.87
203	0	212.64	228.74
203	3	227.25	228.74
303	0	211.11	219.56
303	3	211.11	219.56
104	0	591.88	380.38
104	3	139.62	380.38
204	0	135.32	143.07
204	3	139.82	143.07
304	0	135.12	351.23
304	3	540.32	351.23

Tabella 6.26: Sollecitazione flettente Mi,d-max e tagliante VSd-max del modello 3, relativealle estremità di ogni colonna e per un verso positivo del sisma.

Elemento	Posizione [m] Mi,d-max [kN-m]		VSd-max [kN]	
101	0	594.32	352.56	
101	3	83.68	352.56	
201	0	81.09	85.74	

201	3	83.80	85.74
301	0	80.97	323.98
301	3	542.07	323.98
102	0	659.55	460.64
102	3	226.30	460.64
202	0	213.16	229.51
202	3	228.21	229.51
302	0	211.25	219.70
302	3	211.25	219.70
103	0	659.55	460.64
103	3	226.30	460.64
203	0	213.16	229.51
203	3	228.21	229.51
303	0	211.25	219.70
303	3	211.25	219.70
104	0	594.32	381.59
104	3	139.50	381.59
204	0	135.19	142.94
204	3	139.70	142.94
304	0	134.99	352.07
304	3	542.07	352.07

Tabella 6.27: Sollecitazione flettente Mi,d-min e tagliante VSd-min del modello 1, relativealle estremità di ogni colonna e per un verso negativo del sisma.

Elemento	Posizione [m]	Mi,d-min [kN-m]	VSd-min [kN]
101	0	616.29	393.26
101	3	139.99	393.26
201	0	134.25	143.08
201	3	140.90	143.08
301	0	133.34	353.40
301	3	546.27	353.40
102	0	661.20	461.25
102	3	225.82	461.25
202	0	211.78	228.35
202	3	227.36	228.35
302	0	210.24	218.65
302	3	210.24	218.65
103	0	661.20	461.25
103	3	225.82	461.25
203	0	211.78	228.35
203	3	227.36	228.35

303	0	210.24	218.65
303	3	210.24	218.65
104	0	616.29	363.83
104	3	83.39	363.83
204	0	79.97	85.23
204	3	83.93	85.23
304	0	79.43	325.36
304	3	546.27	325.36

Tabella 6.28: Sollecitazione flettente Mi,d-min e tagliante VSd-min del modello 2, relativealle estremità di ogni colonna e per un verso negativo del sisma.

Elemento	Posizione [m]	Mi,d-min [kN-m]	VSd-min [kN]
101	0	616.72	393.68
101	3	140.35	393.68
201	0	134.59	143.44
201	3	141.26	143.44
301	0	133.68	353.70
301	3	546.50	353.70
102	0	662.08	461.94
102	3	226.28	461.94
202	0	212.08	228.72
202	3	227.77	228.72
302	0	210.59	219.01
302	3	210.59	219.01
103	0	662.08	461.94
103	3	226.28	461.94
203	0	212.08	228.72
203	3	227.77	228.72
303	0	210.59	219.01
303	3	210.59	219.01
104	0	616.72	364.07
104	3	83.42	364.07
204	0	80.00	85.26
204	3	83.96	85.26
304	0	79.46	325.50
304	3	546.50	325.50

Elemento	Posizione [m]	Mi,d-min [kN-m]	VSd-min [kN]
101	0	621.06	395.99
101	3	140.47	395.99
201	0	134.22	143.19
201	3	141.14	143.19
301	0	133.55	354.56
301	3	548.30	354.56
102	0	666.89	464.75
102	3	226.87	464.75
202	0	212.59	229.49
202	3	228.74	229.49
302	0	210.72	219.15
302	3	210.72	219.15
103	0	666.89	464.75
103	3	226.87	464.75
203	0	212.59	229.49
203	3	228.74	229.49
303	0	210.72	219.15
303	3	210.72	219.15
104	0	621.06	366.76
104	3	84.26	366.76
204	0	80.51	85.89
204	3	84.66	85.89
304	0	80.11	326.77
304	3	548.30	326.77

Tabella 6.29: Sollecitazione flettente Mi,d-min e tagliante VSd-min del modello 3, relativealle estremità di ogni colonna e per un verso negativo del sisma.

A questo punto, riferendosi al § 4.1.2.3.5 delle NTC2018, si ipotizzano inizialmente elementi non armati a taglio.

Di conseguenza per entrambi i versi del sisma, si definiscono gli sforzi taglianti di progetto relativi alla sola resistenza del calcestruzzo (VRd,c-max) e (VRd,c-min) che, essendo maggiori di quelli ottenuti con la progettazione senza confinamento, confermano le verifiche delle Tabelle 4.77 e 4.78. Infatti se confrontati con i valori sollecitanti (VSd) delle Tabelle dalla 6.24 alla 6.29, impongono l'aggiunta di armatura trasversale negli elementi pilastro.

Di conseguenza nella zona non dissipativa si considerano staffe orizzontali chiuse a quattro bracci da 8 mm, corrispondenti ad un'area pari a 251 mm² e con un passo di 200 mm (Φ 8/20).

Si può notare che tali considerazioni soddisfano i requisiti minimi di armatura e passo delle staffe, di cui al § 4.1.6 delle NTC2018.

Ne segue che ipotizzando il termine $\cot a\Theta$ pari a 2.5, è possibile ricavare i valori di taglio resistente di progetto lato calcestruzzo (VRcd) e lato staffe (VRsd), per i 3 modelli e i due versi del sisma (Tabelle 6.30 e 6.31).

Elemento	VRcd1-max	VRcd2-max	VRcd3-max	VRsd-max
Liemento	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
101	948.52	949.87	938.42	599.66
201	933.87	935.22	923.77	599.66
301	918.65	920.00	908.55	599.66
102	1000.22	1001.57	990.12	599.66
202	966.10	967.45	955.99	599.66
302	931.94	933.29	921.83	599.66
103	1000.22	1001.57	990.12	599.66
203	966.10	967.45	955.99	599.66
303	931.94	933.29	921.83	599.66
104	948.52	949.87	938.42	599.66
204	933.87	935.22	923.77	599.66
304	918.65	920.00	908.55	599.66

Tabella 6.30: Taglio resistente di progetto lato calcestruzzo VRcd e lato staffe VRsd per i3 modelli e considerando il verso positivo del sisma.

Tabella 6.31: Taglio resistente di progetto lato calcestruzzo VRcd e lato staffe VRsd per i3 modelli e considerando il verso negativo del sisma.

Elemento	VRcd1-min	VRcd2-min	VRcd3-min	VRsd-min
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
101	968.93	970.28	958.82	599.66
201	945.62	946.97	935.51	599.66
301	922.59	923.94	912.48	599.66
102	1006.19	1007.54	996.08	599.66
202	969.12	970.47	959.02	599.66
302	932.39	933.74	922.28	599.66
103	1006.19	1007.54	996.08	599.66
203	969.12	970.47	959.02	599.66
303	932.39	933.74	922.28	599.66
104	968.93	970.28	958.82	599.66
204	945.62	946.97	935.51	599.66
304	922.59	923.94	912.48	599.66

Infine è possibile confrontare gli sforzi sollecitanti con quelli resistenti, corrispondenti agli sforzi taglianti di progetto lato staffe (VRsd-max) e (VRsd-min).

Le Tabelle 6.32 e 6.33 riportano le verifiche a taglio nelle sezioni di estremità dei 3 modelli, per elementi con armatura trasversale e considerando entrambi i versi del sisma.

Elemento	VSd1-max [kN]	VSd2-max [kN]	VSd3-max [kN]	VRd [KN]	VRd>VSd
101	350.82	350.93	352.56	599.66	VERIFICATO
201	85.01	85.04	85.74	599.66	VERIFICATO
301	322.59	322.73	323.98	599.66	VERIFICATO
102	457.22	457.87	460.64	599.66	VERIFICATO
202	228.37	228.74	229.51	599.66	VERIFICATO
302	219.19	219.56	219.70	599.66	VERIFICATO
103	457.22	457.87	460.64	599.66	VERIFICATO
203	228.37	228.74	229.51	599.66	VERIFICATO
303	219.19	219.56	219.70	599.66	VERIFICATO
104	380.10	380.38	381.59	599.66	VERIFICATO
204	142.71	143.07	142.94	599.66	VERIFICATO
304	350.93	351.23	352.07	599.66	VERIFICATO

Tabella 6.32: Verifica a taglio nelle sezioni di estremità dei 3 modelli, per elementi conarmatura trasversale e considerando il verso positivo del sisma.

Tabella 6.33: Verifica a taglio nelle sezioni di estremità dei 3 modelli, per elementi conarmatura trasversale e considerando il verso negativo del sisma.

Elemento	VSd1-min [kN]	VSd2-min [kN]	VSd3-min [kN]	VRd [KN]	VRd>VSd
101	393.26	393.68	395.99	599.66	VERIFICATO
201	143.08	143.44	143.19	599.66	VERIFICATO
301	353.40	353.70	354.56	599.66	VERIFICATO
102	461.25	461.94	464.75	599.66	VERIFICATO
202	228.35	228.72	229.49	599.66	VERIFICATO
302	218.65	219.01	219.15	599.66	VERIFICATO
103	461.25	461.94	464.75	599.66	VERIFICATO
203	228.35	228.72	229.49	599.66	VERIFICATO
303	218.65	219.01	219.15	599.66	VERIFICATO
104	363.83	364.07	366.76	599.66	VERIFICATO
204	85.23	85.26	85.89	599.66	VERIFICATO
304	325.36	325.50	326.77	599.66	VERIFICATO

Di conseguenza in tutti i pilastri la sezione 50x60 cm presenta staffe a quattro bracci $\Phi 8/20$ nella zona non dissipativa.

6.1.2.2 Dettagli costruttivi

Tutti gli elementi pilastro, essendo in campo sismico, devono soddisfare i requisiti legati all'armatura longitudinale, all'armatura trasversale e di duttilità, di cui al § 7.4.6.2.2 della Normativa Italiana.

In questo caso valgono le stesse considerazioni del § 4.4.2.4, effettuate nel caso di progettazione senza confinamento.

In base a tutte le verifiche strutturali effettuate per l'elemento pilastro, si considera una sezione trasversale 50x60 cm, con un copriferro nominale pari a 40 mm e 14 ferri longitudinali da 20 mm (14 Φ 20) equamente disposti pari ad un'area As = 4398 mm². Inoltre, si hanno staffe a quattro bracci Φ 8/20 nella zona non dissipativa e Φ 8/12 in quelle dissipative di lunghezza 600 mm.

6.1.3 Nodi trave-pilastro

La procedura prevede di soddisfare le verifiche e i requisiti del § 7.4.4.3.1 delle NTC2018 in riferimento alla sola classe di duttilità alta (CD"A"), considerando la resistenza a compressione e a trazione del puntone di calcestruzzo in ogni pannello nodale e confrontandole con la relativa sollecitazione.

La Normativa prevede di effettuare le verifiche a taglio in ogni nodo interno ed esterno, facendo riferimento ai relativi fattori di sovraresistenza di cui al § 7.2.2.

A tal proposito, è possibile definire una sollecitazione tagliante nel nucleo di calcestruzzo del nodo (V_{jbd}), considerando un'area dell'armatura superiore e inferiore della trave pari a $A_{S1} = 1357 \text{ mm}^2 \text{ e } A_{S2} = 760 \text{ mm}^2 \text{ e uno sforzo tagliante nel pilastro sopra il nodo (V_C), derivante da entrambe i versi di analisi del sisma.$

Si noti che lo sforzo tagliante V_{jbd} in ogni nodo al variare dei moduli di (VC-max) e (VC-min), riferite ad un verso positivo e negativo dell'azione sismica, corrisponde ai valori delle Tabelle 4.90 e 4.91 della progettazione senza confinamento.

La capacità a compressione del puntone, si calcola considerando un coefficiente η pari a 0.42 per i nodi esterni e 0.53 per i nodi interni, larghezza effettiva del nodo (bj) pari a 500 mm, distanza tra le giaciture più esterne delle armature del pilastro (hjc) pari a 510 mm e forza assiale adimensionalizzata nel pilastro al di sopra del nodo (vd), funzione del verso del sisma. Le Tabelle dalla 6.34 alla 6.39 si riferiscono alla verifica a compressione del puntone di calcestruzzo nei nodi esterni ed interni e al variare degli sforzi vd-max e vd-min, riferiti ad un verso positivo e negativo dell'azione sismica per i 3 modelli.

Nodo	Vjbd-max [kN]	vd-max [-]	$oldsymbol{\eta} \cdot \mathrm{fcd} \cdot \mathrm{bj} \cdot \mathrm{hjc} \cdot \mathrm{radq}(1 - oldsymbol{v}\mathrm{d}/oldsymbol{\eta}) \ [\mathrm{kN}]$	VERIFICA (?)
2	570.14	0.037	1800.00	VERIFICATO
3	587.23	0.016	1847.67	VERIFICATO
4	587.23	0.012	1857.39	VERIFICATO
6	937.28	0.080	2167.72	VERIFICATO
7	961.34	0.034	2277.45	VERIFICATO
8	604.35	0.030	1816.06	VERIFICATO
10	936.85	0.080	2167.72	VERIFICATO
11	959.98	0.034	2277.45	VERIFICATO
12	602.99	0.030	1816.06	VERIFICATO
14	633.01	0.037	1800.00	VERIFICATO
15	619.14	0.016	1847.67	VERIFICATO
16	619.14	0.012	1857.39	VERIFICATO

Tabella 6.34: Verifica a compressione del puntone di calcestruzzo nei nodi esterni ed interni
e al variare dello sforzo vd-max per il modello 1.

Tabella 6.35: Verifica a compressione del puntone di calcestruzzo nei nodi esterni ed internie al variare dello sforzo vd-max per il modello 2.

Nodo	Vjbd-max [kN]	vd-max [-]	$oldsymbol{\eta} \cdot \mathrm{fcd} \cdot \mathrm{bj} \cdot \mathrm{hjc} \cdot \mathrm{radq}(1 - oldsymbol{v}\mathrm{d}/oldsymbol{\eta}) \ [\mathrm{kN}]$	VERIFICA (?)
2	570.14	0.038	1740.71	VERIFICATO
3	587.23	0.017	1788.44	VERIFICATO
4	587.23	0.012	1798.16	VERIFICATO
6	937.28	0.083	2093.43	VERIFICATO
7	961.34	0.035	2203.38	VERIFICATO
8	604.35	0.031	1756.80	VERIFICATO
10	936.85	0.083	2093.43	VERIFICATO
11	959.98	0.035	2203.38	VERIFICATO
12	602.99	0.031	1756.80	VERIFICATO
14	633.01	0.038	1740.71	VERIFICATO
15	619.14	0.017	1788.44	VERIFICATO
16	619.14	0.012	1798.16	VERIFICATO

Nodo	Vjbd-max [kN]	vd-max [-]	$oldsymbol{\eta} \cdot \mathrm{fcd} \cdot \mathrm{bj} \cdot \mathrm{hjc} \cdot \mathrm{radq}(1 - oldsymbol{v}\mathrm{d}/\eta) \ [\mathrm{kN}]$	VERIFICA (?)
2	570.14	0.036	1835.43	VERIFICATO
3	587.23	0.016	1883.07	VERIFICATO
4	587.23	0.012	1892.79	VERIFICATO
6	937.28	0.079	2212.11	VERIFICATO
7	961.34	0.033	2321.72	VERIFICATO
8	604.35	0.029	1851.48	VERIFICATO
10	936.85	0.079	2212.11	VERIFICATO
11	959.98	0.033	2321.72	VERIFICATO
12	602.99	0.029	1851.48	VERIFICATO
14	633.01	0.036	1835.43	VERIFICATO
15	619.14	0.016	1883.07	VERIFICATO
16	619.14	0.012	1892.79	VERIFICATO

Tabella 6.36: Verifica a compressione del puntone di calcestruzzo nei nodi esterni ed internie al variare dello sforzo vd-max per il modello 3.

Tabella 6.37: Verifica a compressione del puntone di calcestruzzo nei nodi esterni ed internie al variare dello sforzo vd-min per il modello 1.

Nodo	Vjbd-min [kN]	vd-min [-]	$oldsymbol{\eta} \cdot \mathrm{fcd} \cdot \mathrm{bj} \cdot \mathrm{hjc} \cdot \mathrm{radq}(1 - oldsymbol{v}\mathrm{d}/\eta) \ [\mathrm{kN}]$	VERIFICA (?)
2	633.01	0.053	1762.32	VERIFICATO
3	619.14	0.021	1835.46	VERIFICATO
4	619.14	0.017	1845.25	VERIFICATO
6	936.85	0.084	2157.73	VERIFICATO
7	959.98	0.035	2276.05	VERIFICATO
8	602.99	0.030	1814.66	VERIFICATO
10	937.28	0.084	2157.73	VERIFICATO
11	961.34	0.035	2276.05	VERIFICATO
12	604.35	0.030	1814.66	VERIFICATO
14	570.14	0.053	1762.32	VERIFICATO
15	587.23	0.021	1835.46	VERIFICATO
16	587.23	0.017	1845.25	VERIFICATO

Tabella 6.38: Verifica a compressione del puntone di calcestruzzo nei nodi esterni ed interni
e al variare dello sforzo vd-min per il modello 2.

Nodo	Vjbd-min [kN]	vd-min [-]	$oldsymbol{\eta} \cdot \mathrm{fcd} \cdot \mathrm{bj} \cdot \mathrm{hjc} \cdot \mathrm{radq}(1 - oldsymbol{v}\mathrm{d}/oldsymbol{\eta}) \ [\mathrm{kN}]$	VERIFICA (?)
2	633.01	0.055	1702.96	VERIFICATO
3	619.14	0.022	1776.22	VERIFICATO
4	619.14	0.018	1786.02	VERIFICATO

6	936.85	0.088	2083.41	VERIFICATO
7	959.98	0.036	2201.98	VERIFICATO
8	602.99	0.032	1755.40	VERIFICATO
10	937.28	0.088	2083.41	VERIFICATO
11	961.34	0.036	2201.98	VERIFICATO
12	604.35	0.032	1755.40	VERIFICATO
14	570.14	0.055	1702.96	VERIFICATO
15	587.23	0.022	1776.22	VERIFICATO
16	587.23	0.018	1786.02	VERIFICATO

Tabella 6.39: Verifica a compressione del puntone di calcestruzzo nei nodi esterni ed internie al variare dello sforzo vd-min per il modello 3.

Nodo	Vjbd-min [kN]	vd-min [-]	$oldsymbol{\eta} \cdot \mathrm{fcd} \cdot \mathrm{bj} \cdot \mathrm{hjc} \cdot \mathrm{radq}(1 - oldsymbol{v}\mathrm{d}/oldsymbol{\eta}) \ [\mathrm{kN}]$	VERIFICA (?)
2	633.01	0.051	1797.79	VERIFICATO
3	619.14	0.021	1870.87	VERIFICATO
4	619.14	0.017	1880.65	VERIFICATO
6	936.85	0.083	2202.14	VERIFICATO
7	959.98	0.034	2320.32	VERIFICATO
8	602.99	0.030	1850.08	VERIFICATO
10	937.28	0.083	2202.14	VERIFICATO
11	961.34	0.034	2320.32	VERIFICATO
12	604.35	0.030	1850.08	VERIFICATO
14	570.14	0.051	1797.79	VERIFICATO
15	587.23	0.021	1870.87	VERIFICATO
16	587.23	0.017	1880.65	VERIFICATO

La capacità a trazione del puntone, invece, può essere identificata attraverso due differenti strade.

In questo caso è necessario trovare il quantitativo di staffe orizzontali che soddisfano le Relazioni [7.4.11] e [7.4.12] delle NTC2018, poiché corrispondono alla verifica più condizionante.

Queste disuguaglianze si riferiscono a quantità già definite e ad una forza assiale adimensionalizzata (vd) agente al di sopra del nodo, per i nodi interni, e al di sotto del nodo, per i nodi esterni.

Di conseguenza si considerano staffe orizzontali chiuse a quattro bracci da 10 mm, corrispondenti ad un'area pari a 393 mm² e con un passo di 60 mm ($\Phi 10/6$).

La Tabella 6.40, equivalente per i 3 modelli, si riferisce alla verifica a trazione del puntone di calcestruzzo nei nodi esterni ed interni e al variare degli sforzi ν d-max e ν d-max

min delle Tabelle dalla 6.34 alla 6.39, riferiti ad un verso positivo e negativo dell'azione sismica.

Nodo	${f Ash} \cdot {f fywd} \ [kN]$	$\begin{array}{c} \mathbf{Y} \mathbf{Rd} \cdot (\mathbf{AS1} + \mathbf{AS2}) \cdot \mathbf{f} \mathbf{y} \mathbf{d} \\ \cdot (1 - 0.8 \cdot \mathbf{v} \mathbf{d}) \\ \mathbf{[kN]} \end{array}$	Yrd·As2·fyd· $(1 - 0.8 \cdot vd)$ [kN]	VERIFICA (?)
2	1075.65	-	357.00	VERIFICATO
3	1075.65	-	357.00	VERIFICATO
4	1075.65	_	357.00	VERIFICATO
6	1075.65	994.27	-	VERIFICATO
7	1075.65	994.27	-	VERIFICATO
8	1075.65	_	357.00	VERIFICATO
10	1075.65	994.27	-	VERIFICATO
11	1075.65	994.27	-	VERIFICATO
12	1075.65	_	357.00	VERIFICATO
14	1075.65	_	357.00	VERIFICATO
15	1075.65	-	357.00	VERIFICATO
16	1075.65	-	357.00	VERIFICATO

Tabella 6.40: Verifica a trazione del puntone di calcestruzzo nei nodi esterni ed interni e al
variare degli sforzi vd-max e vd-min.

Di conseguenza, in tutti i nodi trave-pilastro, sono disposte staffe orizzontali a quattro bracci $\Phi 10/6$, equivalenti ad un'area totale A_{sh} = 2749 mm².

In base alle considerazioni del paragrafo 6.1.3 fin qui effettuate, nell'elemento nodo trave-pilastro si considerano staffe orizzontali a quattro bracci $\Phi 10/6$.

La Figura 6.1 rappresenta le armature longitudinali del telaio (a), le staffe e una sezione caratteristica della trave (b) e le staffe e una sezione caratteristica del pilastro (c), con misure in millimetri [mm].



Figura 6.1: Armature longitudinali del telaio (a), staffe e una sezione caratteristica della trave (b) e staffe e una sezione caratteristica del pilastro (c).

7. Caso studio con membrature confinate

La struttura è stata progettata nella sola Classe di Duttilità Alta poiché ingloba le diverse progettazioni proposte dalle NTC e, seguendo le considerazioni sul confinamento del calcestruzzo di cui al paragrafo 6, è stato possibile il dimensionamento degli elementi che compongono il telaio.

Successivamente, dopo il collaudo della struttura, è possibile assumere l'edificio in esame nella categoria delle strutture esistenti, definendo così il caso studio che verrà analizzato.

Si noti che il confinamento lo si considera non solo in progettazione ma anche nella fase di definizione della capacità strutturale a presso-flessione, implementata all'interno dell'software "SAP2000", e nella verifica di sicurezza a taglio in condizioni cicliche, che descrive un eventuale collasso della struttura.

Lo studio è avvenuto attraverso l'utilizzo di Analisi Dinamiche Incrementali (IDAs), considerando i 30 accelerogrammi di Tabella 5.1 opportunamente scalati seguendo le regole del § 5.3, e i tre gruppi di legami costitutivi del calcestruzzo e quello dell'acciaio con le considerazioni effettuate al § 5.2.

7.1 Capacità della struttura

Il comportamento strutturale è rappresentato attraverso la non linearità del materiale e una differenziazione tra non confinamento e confinamento del calcestruzzo.

In questo caso è necessario calcolare solo i 3 diversi modelli riferiti al comportamento del calcestruzzo confinato delle travi mentre, per il calcestruzzo confinato dei pilastri, per l'acciaio e per il calcestruzzo non confinato, si considera quanto riportato al paragrafo 5.2 nella progettazione senza confinamento.

• Modello di Saatcioglu & Razvi: consiste in un braccio parabolico ascendente e un tratto lineare discendente con un eventuale ramo costante corrispondente al 20% del livello di resistenza.

La Tabelle 7.1 racchiude le caratteristiche del calcestruzzo C25/30 confinato delle travi.

Sezione trave	
Area bracci staffe in direzione x, Asx [mm ²]	101
Area bracci staffe in direzione y, Asy [mm ²]	101
Larghezza nucleo di calcestruzzo in direzione x, bcx [mm]	312
Larghezza nucleo di calcestruzzo in direzione y, bcy [mm]	412
Passo longitudinale staffe, s [mm]	50
Pressione laterale media perpendicolare alla direzione x, flx [MPa]	3.15
Pressione laterale media perpendicolare alla direzione y, fly [MPa]	2.38
Coefficiente k2x [-]	0.386
Coefficiente k2y [-]	0.502
Pressione laterale equivalente perpendicolare alla direzione x, flex [MPa]	1.21
Pressione laterale equivalente perpendicolare alla direzione y, fley [MPa]	1.20
Pressione laterale equivalente, fle [MPa]	1.20
Coefficiente k1 [-]	6.49
Resistenza a compressione calcestruzzo non confinato, f'co [MPa]	31.87
Resistenza a compressione calcestruzzo confinato, f'cc [MPa]	39.69
Coefficiente K [-]	0.25
Deformazione riferita alla resistenza massima f'co, ε_{01} [-]	0.0020
Deformazione riferita alla resistenza massima f'cc, ε_1 [-]	0.0045
Quantitativo adimensionalizzato di armatura trasversale, ρ [-]	0.0056
Deformazione riferita all'85% della resistenza massima f' co, ϵ_{085} [-]	0.0035
Deformazione riferita all'85% della resistenza massima f'cc, ε_{85} [-]	0.0099
Deformazione ultima di compressione, εccu [-]	0.02
Modulo elastico del calcestruzzo confinato, Ecc [MPa]	30936

Tabella 7.1: Caratteristiche del modello per il calcestruzzo C25/30 confinato delle
travi.

La Tabella 7.2 riporta i valori del legame costitutivo in compressione di Saatcioglu & Razvi per le travi, importato nel software di calcolo SAP2000 v20. Inoltre sono presenti i valori di tensione e deformazione del calcestruzzo in trazione. Tale legame è formato da due tratti lineari con un valore di picco di cui la Relazione (5.22).

εc [-]	σc [MPa]
-0.0200	-22.79
-0.0045	-39.69
-0.0036	-38.61
-0.0027	-35.31
-0.0018	-29.42
-0.0009	-20.00
0	0

Tabella 7.2: Valori del legame costitutivo di Saatcioglu & Razvi per le travi.

0.0001	3.52
0.0012	0

La Figura 7.1, rappresenta per l'elemento trave, il legame costitutivo in compressione di Saatcioglu & Razvi e quello in trazione.



Figura 7.1: Legame costitutivo del calcestruzzo confinato per l'elemento trave.

• Modello di Mander et al.: consiste in una funzione con andamento monotono e non lineare.

Il rapporto tra la resistenza a compressione del calcestruzzo confinato (f'_{cc}) e quella del calcestruzzo non confinato (f'_{co}) per le travi, è ottenibile attraverso l'uso del grafico di Figura 7.2, da cui si può estrapolare il valore di 1.2.



Figura 7.2: Determinazione della resistenza a compressione del calcestruzzo confinato per le travi (figura tratta dalla pubblicazione "Mander, J.B., M.J.N. Priestley, and R. Park 1984. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. Journal of Structural Engineering. ASCE. 114(8). 1804-1826.").

La Tabella 7.3 racchiude le caratteristiche del calcestruzzo C25/30 confinato delle travi.

Sezione trave				
Area bracci staffe in direzione x, $Asx [mm^2]$	101			
Area bracci staffe in direzione y, Asy [mm ²]				
Larghezza nucleo di calcestruzzo in direzione x, bc [mm]				
Larghezza nucleo di calcestruzzo in direzione y, dc [mm]	312			
Passo longitudinale staffe, s [mm]	50			
Quantitativo adimensionalizzato di armature trasversali in direzione x, ρx [-]	0.0064			
Quantitativo adimensionalizzato di armature trasversali in direzione y, py [-]				
Pressione laterale in direzione x, flx [MPa]				
Pressione laterale in direzione y, fly [MPa]	2.38			
Area del nucleo di calcestruzzo racchiusa dalle staffe perimetrali, Ac $[\rm{mm}^2]$				
Quantitativo adimensionalizzato di armature longitudinali, ρcc [-]				
Area del calcestruzzo confinato, Acc [mm ²]				
Area inefficace totale, Ai [mm ²]				
Distanza longitudinale tra i fili interni di staffe consecutive, s' [mm]				
Area efficace totale, $\overline{\text{Ae} [mm^2]}$	50963			
Coefficiente ke [-]	0.40			

Tabella 7.3: Caratteristiche del modello per il calcestruzzo C25/30 confinato delle
travi.

Pressione laterale efficace in direzione x, f'lx [MPa]	1.27			
Pressione laterale efficace in direzione x, f'ly [MPa]	0.96			
Resistenza a compressione calcestruzzo confinato, f'cc [MPa]	38.24			
Resistenza a compressione calcestruzzo non confinato, f'co [MPa]	31.87			
Deformazione riferita alla resistenza massima f'co, ε_{co} [-]				
Deformazione riferita alla resistenza massima f'cc, ε_{cc} [-]				
Modulo elastico tangente del calcestruzzo non confinato, Ec [MPa]	28226			
Modulo elastico secante del calcestruzzo non confinato, Esec [MPa]	12292			
Deformazione ultima di compressione, ɛcu [-]				
Modulo elastico del calcestruzzo confinato, Ecc [MPa]	30920			

La Tabella 7.4 riporta i valori del legame costitutivo in compressione di Mander per le travi, importato nel software di calcolo SAP2000 v20. Inoltre sono presenti i valori di tensione e deformazione del calcestruzzo in trazione. Tale legame è formato da due tratti lineari con un valore di picco di cui la Relazione (5.49).

εc [-]	σc [MPa]
-0.0159	-26.82
-0.0119	-30.09
-0.0080	-34.42
-0.0040	-38.24
-0.0030	-37.41
-0.0020	-33.51
-0.0010	-22.76
0	0
0.0001	3.52
0.0012	0

Tabella 7.4: Valori del legame costitutivo di Mander per le travi.

La Figura 7.3, rappresenta per l'elemento trave, il legame costitutivo in compressione di Mander e quello in trazione.



Figura 7.3: Legame costitutivo del calcestruzzo confinato per l'elemento trave.

• Modello di Normativa: consiste in un braccio parabolico ascendente e un tratto costante.

La Tabella 7.5 racchiude le caratteristiche del calcestruzzo C25/30 confinato delle travi.

Sezione trave				
Area bracci staffe in direzione x, Ast, $x [mm^2]$	101			
Area bracci staffe in direzione y, Ast, y $[mm^2]$	101			
Larghezza nucleo di calcestruzzo in direzione x, bx [mm]	312			
Larghezza nucleo di calcestruzzo in direzione y, by [mm]	412			
Passo longitudinale staffe, s [mm]	50			
Pressione laterale in direzione x, σ l,x [MPa]	2.38			
Pressione laterale in direzione y, σ l, y [MPa]				
Pressione laterale equivalente, σ I [MPa]				
Coefficiente α n [-]				
Coefficiente αs [-]	0.98			
Coefficiente α [-]	0.69			
Pressione efficace di confinamento, σ_2 [MPa]	1.88			
Resistenza a compressione calcestruzzo non confinato, fcm [MPa]	31.87			
Resistenza a compressione calcestruzzo confinato, fcm,c [MPa]	40.56			
Deformazione riferita alla resistenza massima fcm, ε_{c2} [-]	0.0020			
Deformazione riferita alla resistenza massima fcm,c, $\epsilon_{c2,c}$ [-]	0.0032			

Tabella 7.5: Caratteristiche del modello per il calcestruzzo C25/30 confinato delle
travi.

Deformazione ultima di compressione, ε cu ₂ ,c [-]		
Modulo elastico del calcestruzzo confinato, Ecm,c [MPa]	33485	

La Tabella 7.6 riporta i valori del legame costitutivo in compressione di Normativa per le travi, importato nel software di calcolo SAP2000 v20. Tale legame è formato da due tratti lineari con un valore di picco di cui la Relazione (5.68).

εc [-]	σc [MPa]
-0.0153	-40.56
-0.0032	-40.56
-0.0026	-38.94
-0.0019	-34.07
-0.0013	-25.96
-0.0006	-14.60
0	0
0.0001	3.52
0.0012	0

Tabella 7.6: Valori del legame costitutivo di Normativa per le travi.

La Figura 7.4, rappresenta per l'elemento trave, il legame costitutivo in compressione di Normativa e quello in trazione.



Figura 7.4: Legame costitutivo del calcestruzzo confinato per l'elemento trave.

7.2 Curve IDAs

Le analisi restituiscono 30 curve IDAs dell'Engineering Demand Parameter (EDP) versus i 10 livelli di intensità (IMs), al variare dei 3 gruppi di legami costitutivi del materiale calcestruzzo e di quello dell'acciaio.

Le variabili di stato strutturali (EDPs) controllate nelle analisi sono: i massimi IDIs dei 3 livelli di piano (IDI_{1,max}, IDI_{2,max}, IDI_{3,max}), il massimo IDI tra tutti i livelli di piano (IDI_{max}), la massima rotazione plastica della trave e pilastro più sollecitati ($\Theta_{b-p,max} \in \Theta_{c-p,max}$), massima deformazione di trazione del calcestruzzo non confinato della trave e pilastro più sollecitati ($\varepsilon_{b-t,max-UC} \in \varepsilon_{c-t,max-UC}$), massima deformazione di compressione del calcestruzzo non confinato della trave e pilastro più sollecitati ($\varepsilon_{b-t,max-UC} \in \varepsilon_{c-c,max-UC}$), massima deformazione di trazione del calcestruzzo confinato della trave e pilastro più sollecitati ($\varepsilon_{b-t,max-CC} \in \varepsilon_{c-t,max-CC}$), massima deformazione di compressione del calcestruzzo confinato della trave e pilastro più sollecitati ($\varepsilon_{b-c,max-CC}$ e $\varepsilon_{c-c,max-CC}$) e massima deformazione di trazione dell'acciaio della trave e pilastro più sollecitati ($\varepsilon_{b-t,max-SC} \in \varepsilon_{c-t,max-CC}$) e massima deformazione di compressione del calcestruzzo confinato della trave e pilastro più sollecitati ($\varepsilon_{b-c,max-CC}$ e $\varepsilon_{c-c,max-CC}$) e massima deformazione di trazione dell'acciaio della trave e pilastro più sollecitati ($\varepsilon_{b-t,max-S} \in \varepsilon_{c-t,max-S}$).

Le Figure 7.5, 7.6 e 7.7 rappresentano le 30 curve IDAs - EDP vs IMs - di travi e pilastri, riferite ai modelli di calcestruzzo non lineari di Saatcioglu & Razvi, Mander, Normativa e al modello elasto-perfettamente plastico dell'acciaio.







Figura 7.5: IDI del 1° interpiano (a), IDI del 2° interpiano (b), IDI del 3° interpiano (c), IDI massimo (d), rotazione plastica della trave (e), rotazione plastica del pilastro (f), fibra tesa dell'UC della trave (g), fibra tesa dell'UC del pilastro (h), fibra compressa dell'UC della trave

(i), fibra compressa dell'UC del pilastro (l), fibra tesa dell'CC della trave (m), fibra tesa dell'CC del pilastro (n), fibra compressa dell'CC della trave (o), fibra compressa dell'CC del pilastro (p), fibra tesa dell'acciaio della trave (q) e fibra tesa dell'acciaio del pilastro (r), per il modello 1.







Figura 7.6: IDI del 1° interpiano (a), IDI del 2° interpiano (b), IDI del 3° interpiano (c), IDI massimo (d), rotazione plastica della trave (e), rotazione plastica del pilastro (f), fibra tesa dell'UC della trave (g), fibra tesa dell'UC del pilastro (h), fibra compressa dell'UC della trave

(i), fibra compressa dell'UC del pilastro (l), fibra tesa dell'CC della trave (m), fibra tesa dell'CC del pilastro (n), fibra compressa dell'CC della trave (o), fibra compressa dell'CC del pilastro (p), fibra tesa dell'acciaio della trave (q) e fibra tesa dell'acciaio del pilastro (r), per il modello 2.







Figura 7.7: IDI del 1° interpiano (a), IDI del 2° interpiano (b), IDI del 3° interpiano (c), IDI massimo (d), rotazione plastica della trave (e), rotazione plastica del pilastro (f), fibra tesa dell'UC della trave (g), fibra tesa dell'UC del pilastro (h), fibra compressa dell'UC della trave

(i), fibra compressa dell'UC del pilastro (l), fibra tesa dell'CC della trave (m), fibra tesa dell'CC del pilastro (n), fibra compressa dell'CC della trave (o), fibra compressa dell'CC del pilastro (p), fibra tesa dell'acciaio della trave (q) e fibra tesa dell'acciaio del pilastro (r), per il modello 3.

7.3 Instabilità dinamica della struttura esistente

Tale fenomeno, richiede lo studio dinamico del moto della struttura ed equivale ad un aumento incontrollato di deformazione dovuto a piccoli incrementi di IMs.

Si noti che, come ampiamente spiegato nel paragrafo 5.2.3, la non linearità del modello è rappresentata da cerniere a fibre, che descrivono il solo comportamento assiale e flessionale.

Il comportamento a taglio, invece, non è considerato dal modello e segue quindi un legame di tipo elastico. Quanto detto fin ora è importante nella valutazione del collasso dinamico generato da un sisma per un determinato IM.

Precisamente in questo caso studio, come anche in quello con progettazione senza confinamento, ogni IDA giunge a convergenza ma non tutte soddisfano la verifica a taglio della Circolare delle NTC2018 di § C8.7.2.3.5.

Ciò implica una rottura della struttura esistente con un meccanismo di tipo fragile e non duttile.

7.3.1 Verifica a taglio

La condizione è soddisfatta nel caso in cui lo sforzo tagliante resistente (VR) sia maggiore di quello sollecitante (VS).

Per le azioni sismiche, occorre considerare la riduzione di resistenza a taglio in condizioni cicliche in funzione della domanda di duttilità sull'elemento, per il livello di azione considerato.

Quindi bisogna far riferimento alle stesse considerazioni del paragrafo 5.5.1, riferite alla progettazione senza confinamento.

A questo punto, per i 3 diversi legami di calcestruzzo trattati, si ricava il taglio VR nella sezione di estremità della trave e del pilastro più condizionanti.

• Travi: si considera l'espressione C8.7.2.8, con le stesse considerazioni descritte per le travi di paragrafo 5.5.1.

Al fine di ricavare la luce di taglio (L_v) si considera la situazione più vincolante, generata dal sisma 9 di Tabella 5.1 e per un IM = 1.0g, con g accelerazione di gravità.

La rotazione di prima plasticizzazione (Θ_y) è espressa attraverso la relazione C8.7.2.7a mentre la rotazione massima raggiunta (Θ_u) , come per la luce di taglio, dipende dalla situazione più vincolante generata dal sisma 9 per un IM = 1.0g.

La Tabella 7.7 racchiude le variabili riferite all'espressione C8.7.2.7a, rispettivamente per i modelli di Saatcioglu & Razvi, Mander e Normativa.

Legame	$\Phi_{y} [m^{-1}]$	Lv [m]	h [m]	db [m]	fy [MPa]	fc [MPa]	Θy [-]
Modello 1	3.34E-03	1.55	0.50	0.023	488.58	39.69	4.43E-03
Modello 2	3.36E-03	1.53	0.50	0.023	488.58	38.24	4.44E-03
Modello 3	3.33E-03	1.55	0.50	0.023	488.58	40.56	4.41E-03

Tabella 7.7: Variabili riferite all'espressione C8.7.2.7a.

Di conseguenza è possibile ricavare i valori riferiti alla domanda di duttilità $\mu_{\Delta,pl}$ e μ_{Δ} , come riportato in Tabella 7.8.

Legame	Θu [-]	Θy [-]	μΔ [-]	μΔ,pl [-]
Modello 1	1.77 E-02	4.43E-03	4.00	3.00
Modello 2	1.74 E-02	4.44E-03	3.92	2.92
Modello 3	1.82E-02	4.41E-03	4.13	3.13

Tabella 7.8: Parte plastica della domanda di duttilità $\mu_{\Delta,pl}$ e domanda di duttilità μ_{Δ} .

Ne segue che siccome la domanda di duttilità $\mu_{\Delta}>3,$ i valori di resistenza tagliante V_R considerati nella verifica, saranno quelli dell'equazione C8.7.2.8.

Infine ricavato il contributo di resistenza dovuto all'armatura trasversale (V_w) , come da Tabella 7.9, è possibile ricavare la resistenza a taglio V_R .

Legame	ρ _{sx} [-]	bw [m]	z [m]	fy [MPa]	Vw [KN]
Modello 1	5.03E-03	0.40	0.40	424.85	338.50
Modello 2	5.03E-03	0.40	0.40	424.85	338.50
Modello 3	5.03E-03	0.40	0.40	424.85	338.50

Tabella 7.9: Definizione della variabile V_w .

La Tabella 7.10 racchiude le variabili riferite all'espressione C8.7.2.8.

Legame	Υel [-]	h [m]	x [m]	Lv [m]	$egin{array}{c} \mathbf{Ac} \ [\mathrm{m}^2] \end{array}$	fc [MPa]	ρtot [-]	Vw [kN]	μ _{Δ,pl} [-]	VR [kN]
Modello 1	1.15	0.50	0.13	1.55	0.176	26.46	1.20E-02	338.50	3.00	315.02
Modello 2	1.15	0.50	0.13	1.53	0.176	25.49	1.20E-02	338.50	2.92	316.22
Modello 3	1.15	0.50	0.13	1.55	0.176	27.04	1.20E-02	338.50	3.13	313.44

Tabella 7.10: Variabili riferite all'espressione C8.7.2.8.

A questo punto si calcola il valore di V_R per i 3 modelli attraverso la formulazione 4.1.28 delle NTC in condizioni non sismiche, ipotizzando $\Theta = 45^{\circ}$ e considerando la resistenza del calcestruzzo di progetto (f_{cd}) pari al rapporto tra, la resistenza media del calcestruzzo (f_{cm}), e il prodotto del fattore di confidenza (FC) (relativo al Livello di Conoscenza (LC) raggiunto) e il coefficiente parziale del materiale (Υ_m).

In questa trattazione si considera un FC pari a 1, corrispondente ad un LC pari a 3.

Precisamente si ha una staffa verticale chiusa da 8 mm, corrispondente ad un'area pari a 101 mm² e con un passo di 50 mm ($\Phi 8/5$).

Quindi siccome i valori di taglio resistente lato calcestruzzo (VRc) per i 3 modelli sono equivalenti a 1047.82 kN, 1009.54 kN e 1070.78 kN rispettivamente, i tagli resistenti corrispondono a quelli di Tabella 7.10.

• Pilastri: si considera l'espressione C8.7.2.8, con le stesse considerazioni descritte per i pilastri di paragrafo 5.5.1.

Al fine di ricavare la luce di taglio (L_v) si considera la situazione più vincolante, generata dal sisma 9 di Tabella 5.1 e per un IM = 1.0g, con g accelerazione di gravità.

La rotazione di prima plasticizzazione (Θ_y) è espressa attraverso la relazione C8.7.2.7a mentre la rotazione massima raggiunta (Θ_u) , come per la luce di taglio, dipende dalla situazione più vincolante generata dal sisma 9 per un IM = 1.0g.

La Tabella 7.11 racchiude le variabili riferite all'espressione C8.7.2.7a, rispettivamente per i modelli di Saatcioglu & Razvi, Mander e Normativa.

Legame	$\Phi_{y} [m^{-1}]$	Lv [m]	h [m]	db [m]	fy [MPa]	fc [MPa]	Θy [-]
Modello 1	1.78E-03	1.85	0.60	0.020	488.58	41.40	3.38E-03
Modello 2	1.75E-03	1.86	0.60	0.020	488.58	40.47	3.36E-03
Modello 3	1.81E-03	1.84	0.60	0.020	488.58	40.94	3.40E-03

Tabella 7.11: Variabili riferite all'espressione C8.7.2.7a.

Di conseguenza è possibile ricavare i valori riferiti alla domanda di duttilità $\mu_{\Delta,pl}$ e μ_{Δ} , come riportato in Tabella 7.12.

Tabella 7.12: Parte plastica della domanda di duttilità $\mu_{\Delta,pl}$ e domanda di duttilità μ_{Δ} .

Legame	Θu [-]	Θy [-]	μΔ [-]	μΔ,pl [-]
Modello 1	1.66E-02	3.38E-03	4.91	3.91
Modello 2	1.63E-02	3.36E-03	4.85	3.85
Modello 3	1.70E-02	3.40E-03	4.99	3.99

Ne segue che siccome la domanda di duttilità $\mu_{\Delta} > 3$, i valori di resistenza tagliante V_R considerati nella verifica, saranno quelli dell'equazione C8.7.2.8.

Infine ricavato il contributo di resistenza dovuto all'armatura trasversale (V_w) , come da Tabella 7.13, è possibile ricavare la resistenza a taglio V_R .

Legame	ρ _{sx} [-]	bw [m]	z [m]	fy [MPa]	Vw [KN]
Modello 1	4.19E-03	0.50	0.49	424.85	434.17
Modello 2	4.19E-03	0.50	0.49	424.85	434.17
Modello 3	4.19E-03	0.50	0.49	424.85	434.17

Tabella 7.13: Definizione della variabile V_w .

La Tabella 7.14 racchiude le variabili riferite all'espressione C8.7.2.8.

Legame	Υel [-]	h [m]	x [m]	Lv [m]	$egin{array}{c} { m Ac} \ { m [m}^2] \end{array}$	fc [MPa]	ρtot [-]	Vw [KN]	μ _{Δ,ρ} ι [-]	VR [KN]
Modello 1	1.15	0.60	0.20	1.85	0.271	27.60	1.62E-02	434.17	3.91	434.81
Modello 2	1.15	0.60	0.20	1.86	0.271	26.98	1.62E-02	434.17	3.85	433.93
Modello 3	1.15	0.60	0.20	1.84	0.271	27.29	1.62E-02	434.17	3.99	432.67

Tabella 7.14: Variabili riferite all'espressione C8.7.2.8.

A questo punto, si calcola il valore di V_R per i 3 modelli, attraverso la formulazione 4.1.28 delle NTC in condizioni non sismiche seguendo le considerazioni sopra riportate.

Precisamente si hanno staffe orizzontali chiuse a quattro bracci da 8 mm, corrispondenti ad un'area pari a 251 mm² e con un passo di 120 mm ($\Phi 8/12$).

Quindi siccome i valori di taglio resistente lato calcestruzzo (VRc) per i 3 modelli sono equivalenti a 1682.91 kN, 1645.11 kN e 1664.21 kN rispettivamente, i tagli resistenti corrispondono a quelli di Tabella 7.14.

A questo punto, si confronta la resistenza tagliante della trave e del pilastro più condizionanti, con le caratteristiche di sollecitazione degli elementi del telaio generate dalle diverse analisi non lineari nel dominio del tempo.

Le Tabelle 7.15, 7.16 e 7.17 racchiudono per i 3 modelli, la verifica di resistenza a taglio per i 30 sismi di Tabella 5.1 e i 10 valori di IMs.

Sisma	$0.1\mathrm{g}$	0.2g	0.3g	0.4g	$0.5 \mathrm{g}$	0.6g	0.7g	0.8g	0.9g	1.0g
1	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
2	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
3	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Tabella 7.15: Verifica di resistenza a taglio per i 30 sismi e i 10 IMs riferita al modello 1.

4	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
5	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
6	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
7	SI	SI	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI
8	SI	SI	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI
9	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NO
10	SI	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI
11	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
12	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
13	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
14	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
15	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
16	SI	SI	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI
17	SI	SI	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI
18	SI	SI	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI
19	SI	SI	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI
20	SI	SI	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI
21	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
22	SI	SI	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI
23	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
24	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
25	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
26	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
27	SI	SI	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI
28	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
29	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
30	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Tabella 7.16: Verifica di resistenza a taglio per i 30 sismi e i 10 IMs riferita al modello 2.

Sisma	0.1g	0.2g	0.3g	0.4g	0.5g	0.6g	0.7g	0.8g	0.9g	1.0g
1	\mathbf{SI}	SI								
2	\mathbf{SI}	SI								
3	\mathbf{SI}	SI								
4	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
5	\mathbf{SI}	SI								
6	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
7	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
8	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
9	\mathbf{SI}	SI	NO							
10	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
11	\mathbf{SI}	SI								
12	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
13	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
14	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI

| 15 | SI |
|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|
| 16 | SI |
| 17 | SI |
| 18 | SI |
| 19 | SI |
| 20 | SI |
| 21 | SI |
| 22 | SI |
| 23 | SI |
| 24 | SI |
| 25 | SI |
| 26 | SI |
| 27 | SI |
| 28 | SI |
| 29 | SI |
| 30 | SI |

Tabella 7.17: Verifica di resistenza a taglio per i 30 sismi e i 10 IMs riferita al modello 3.

Sisma	0.1g	0.2g	$0.3 \mathrm{g}$	0.4g	$0.5 \mathrm{g}$	0.6g	$0.7\mathrm{g}$	0.8g	0.9g	1.0g
1	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	SI
2	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	SI
3	SI	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	\mathbf{SI}	SI	SI
4	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
5	\mathbf{SI}	\mathbf{SI}	\mathbf{SI}	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	\mathbf{SI}	SI	SI
6	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
7	SI	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	\mathbf{SI}	SI	SI
8	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
9	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NO
10	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
11	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
12	\mathbf{SI}	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	\mathbf{SI}	SI	NO
13	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
14	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
15	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
16	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
17	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
18	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
19	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
20	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
21	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
22	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
23	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
24	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
25	SI	\mathbf{SI}	SI	SI	SI	\mathbf{SI}	SI	\mathbf{SI}	SI	SI

| 26 | SI |
|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|
| 27 | SI |
| 28 | SI |
| 29 | SI |
| 30 | SI |

Infine si considera una distribuzione log-normale dei dati rappresentati attraverso tre curve, di cui una mediana (μ) dei valori pari al percentile 50% e due, le quali rappresentano la dispersione dei valori rispetto alla mediana, pari rispettivamente ai percentili 16% e 84% (ottenuti come $\mu \cdot exp(\pm \sigma)$, dove σ è la deviazione standard del logaritmo naturale dei valori).

Quanto scritto permette di riassumere le IDAs dei diversi modelli, in particolare quelle dei valori dei 4 Interstory Drift Indexs (IDIs). Inoltre si considera l'eventuale presenza di punti di instabilità dinamica, rappresentati dal non soddisfacimento della verifica a taglio sopra riportata.

Le Figure 7.8, 7.9 e 7.10 rappresentano le 4 IDIs versus i 10 IMs, per i 3 modelli trattati.


Figura 7.8: IDI del 1° piano (a), IDI del 2° piano (b), IDI del 3° piano (c) e IDI massimo (d), riferiti al modello 1.



Figura 7.9: IDI del 1° piano (a), IDI del 2° piano (b), IDI del 3° piano (c) e IDI massimo (d), riferiti al modello 2.



Figura 7.10: IDI del 1° piano (a), IDI del 2° piano (b), IDI del 3° piano (c) e IDI massimo (d), riferiti al modello 3.

7.4 Valutazione del Rischio Sismico

La procedura prevede le stesse considerazioni effettuate al paragrafo 5.6 nella progettazione senza confinamento. Di conseguenza l'Affidabilità sismica sarà funzione delle *curve di Fragilità* ottenute dall'analisi di questo caso studio, e dalla *curva di Pericolosità*, già definita per il territorio Aquilano al § 5.6.2.2.

Si può quindi definire l'Espressione (7.4) che rappresenta il numero medio di eventi (λ_{exc}) , per un dato periodo di riferimento (V_R) e definiti Stati Limite, attraverso l'integrale di convoluzione della Pericolosità P[IM=im] (probabilità riferita ad un determinato valore *im* di Intensity Measure IM) e della Vulnerabilità sismica P[D \geq C|IM=im] (probabilità in cui la domanda sismica D eccede la capacità strutturale C condizionata ad un particolare valore IM = im).

Si noti inoltre, che la variabile $IM = \{0, 0.1g, 0.1g, ..., 1.0g\}$ è discreta e di conseguenza sarebbe legittimo considerare una semplice sommatoria, piuttosto che l'integrale di

convoluzione. In realtà si considera tale variabile continua nel dominio [0,0.1g], al fine di descrivere con completezza l'Affidabilità sismica.

$$\lambda_{exc} = \int_0^{1.0g} P[D \ge C | IM = im] \cdot P[IM = im] \cdot d(im)$$
(7.4)

7.4.1 Definizione della Vulnerabilità sismica

In questa sede, la curva di Fragilità o Vulnerabilità è approssimata da una distribuzione log-normale, e si definisce con la probabilità $P[D \ge C|IM=im]$ (Relazione (7.5)).

$$P[D \ge C|IM = im] = \Phi\left(\frac{\ln(im/\vartheta_{IM})}{\beta_{IM}}\right)$$
(7.5)

Tale espressione corrisponde alla funzione di distribuzione cumulativa normale standardizzata (CDF) del rapporto tra, il logaritmo naturale di uno specifico valore di IM = im e la mediana (ϑ_{IM}) della funzione di Fragilità, e la deviazione standard (β_{IM}) del logaritmo naturale di IM (riferito alla dispersione di IM).

Le Figure 7.11, 7.12 e 7.13 rappresentano la regressione lineare del $\ln(\text{IDIs}_{\text{exc}})$ versus $\ln(\text{IM})$ in riferimento agli Stati Limite di Tabella 5.37, per i diversi spostamenti d'interpiano e le 3 famiglie di legami costitutivi proposti, rispettivamente Saatcioglu & Razvi, Mander e Normativa.



Figura 7.11: Regressione log-normale delle IDIs_{exc} del 1° interpiano (a), 2° interpiano (b), 3° interpiano (c) e massime (d), per i 4 LS e il modello 1.



Figura 7.12: Regressione log-normale delle IDIs_{exc} del 1° interpiano (a), 2° interpiano (b), 3° interpiano (c) e massime (d), per i 4 LS e il modello 2.



Figura 7.13: Regressione log-normale delle IDIs_{exc} del 1° interpiano (a), 2° interpiano (b), 3° interpiano (c) e massime (d), per i 4 LS e il modello 3.

Infine estrapolando i valori delle pendenze e intercette dalle diverse rette di regressione (con un coefficiente di determinazione (\mathbb{R}^2) che varia tra un minimo pari a 0.57 e un massimo pari a 0.96), è possibile ricavare i valori di mediana e deviazione standard del logaritmo naturale di IM, utilizzando le Relazioni (5.82) e (5.83) al fine di ricavare le rispettive curve di Fragilità con la Relazione (7.5).

Le Figure 7.14, 7.15 e 7.16 rappresentano le curve di Fragilità ovvero la probabilità di *Failure* versus IMs, per i diversi spostamenti d'interpiano e le 3 famiglie di modelli.



Figura 7.14: Curve di Fragilità del 1° interpiano (a), 2° interpiano (b), 3° interpiano (c) e massime (d), per i 4 LS e il modello 1.



Figura 7.15: Curve di Fragilità del 1° interpiano (a), 2° interpiano (b), 3° interpiano (c) e massime (d), per i 4 LS e il modello 2.



Figura 7.16: Curve di Fragilità del 1° interpiano (a), 2° interpiano (b), 3° interpiano (c) e massime (d), per i 4 LS e il modello 3.

A questo punto è possibile rappresentare l'Affidabilità sismica nello spazio prestazionale in cui è possibile confrontare le curve dei "Structural Performances" (SPs), riferite ai 3 spostamenti d'interpiano e ai 3 modelli costitutivi trattati, con quella dei "Performance Objectives" (POs) (tratta dalla pubblicazione di "Bertero & Bertero, 2002").

Le curve degli SPs si ricavano dalla convoluzione delle funzioni di Pericolosità e Fragilità attraverso la Relazione (7.4), che rappresenta il numero medio di eventi (λ_{exc}) per un dato periodo di riferimento (V_R) e definiti Stati Limite.

Noto il tasso medio di eventi che causano il collasso, l'Espressione (7.6) descrive la probabilità di eccedenza (P_{exc}) nel periodo $V_R = 50$ anni, attraverso la modellazione dell'occorrenza dei terremoti come processi stocastici Poissoniani, in cui gli eventi sono assunti essere indipendenti dal tempo che intercorre tra l'uno e l'altro.

$$P_{exc} = 1 - exp(-\lambda_{exc} \cdot V_R) \tag{7.6}$$

La curva dei POs, invece, è definita dai codici in funzione dei quattro Stati limite (LS1, LS2, LS3 e LS4) considerati, in cui le probabilità di eccesso limite ($P_{exc,LS}$) sono riportate in Tabella 5.42.

La Figura 7.17 rappresenta, per i modelli costitutivi di Saatcioglu & Razvi, Mander e Normativa, la probabilità di eccedenza per un determinato Stato limite nel periodo $V_R = 50$ anni versus le 4 IDIs.



Figura 7.17: Probabilità di eccedenza per i 4 Stati limite e i 3 modelli costitutivi nel periodo $V_R = 50$ anni versus le IDIs riferite al 1° interpiano (a), 2° interpiano (b), 3° interpiano (c) e massime (d).

8. Conclusioni

La seguente trattazione, confronta il diverso comportamento strutturale ottenuto dalle obbligazioni delle odierne Normative, con quello osservato supponendo di considerare fin dalla fase di progettazione gli effetti del confinamento del calcestruzzo.

Dopodiché per il caso studio analizzato, sono state introdotte le Incremental Dynamic Analysis (IDAs), che hanno permesso di ricavare le curve di Affidabilità sismica sia nel caso di progettazione con membrature non confinate che confinate (Figure 5.40 e 7.17 rispettivamente).

Tali grafici rappresentano lo Spazio Prestazionale della Probabilità di superamento dei 4 Stati Limite (LS) proposti, versus i 4 Interstory Drift Indexs (IDIs) considerati.

Si noti come l'Affidabilità sismica sia uno strumento utile, al fine di confrontare al meglio le due diverse tipologie di progettazione.

Infatti dalla Figura 5.40 è osservabile come le Structural Performance curves (SP curves) dei 3 modelli trattati, non siano sempre in "Safe State" (ovvero lo spazio sottostante la Performance Objective curve (PO curve)), poiché le IDIs eccedono tale curva per il Limit State 4 (riferito al "Near Collapse").

In questo caso il modello con la probabilità di eccedenza maggiore corrisponde a quello di Saatcioglu & Razvi, in cui si ha un valore pari a 6.81E-03 che supera 1.50E-03 dell'LS4.

La Figura 7.17 invece, rappresenta una situazione migliore rispetto alla precedente in cui le IDIs per i 3 modelli sono sempre in "Safe State", ad eccezione dell'IDI del 1° interpiano del modello di Normativa, la cui probabilità di 1.94E-03 eccede il LS4.

Bibliografia

[1] Norme Tecniche delle Costruzioni 2018 (NTC2018), DM 17.01.18, Ministero delle Infrastrutture, (Aggiornamento Febbraio 2018).

[2] Circolare Applicativa delle NTC2018, (Aggiornamento Febbraio 2019).

[3] Eurocodice 2 – Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings - UNI-EN1992-1-1 (EC2-1-1), (Aggiornamento Gennaio 1993).

[4] Appendice Nazionale UNI-EN1992-1-1 (Eurocodice 2 – Part 1-1).

[5] Eurocodice 8 – Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings – UNI EN 1998-1 (EC8-1), (Aggiornamento Marzo 2007).

[6] Eurocodice 8 – Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings – UNI EN 1998-3:2005 (EC8-3).

[7] Abdulhalim Karasin and Sultan Erdeml Gunaslan (2015) "Models for Confined Concrete columns with fiber composites", International Journal of Advanced Research in Engineering and Technology (IJARET), ISSN 0976 – 6480(Print), ISSN 0976 – 6499(Online), Volume 5, Issue 12, December (2014), pp. 55-63 © IAEME.

[8] Salim Razvi and Murat Saatcioglu (1992) "Strength and Ductility of Confined Concrete", Journal of Structural Engineering (June 1992).

[9] J. B. Mander, M. J. N. Priestley and R. Park, Fellow, ASCE (1988) "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", J. Struct. Eng., 1988, 114(8): 1804-1826.

[10] Xuemei Zhao, Yu-Fei Wu, A.Yt. Leung and Heung Fai Lam (2011) "Plastic Hinge Length in Reinforced Concrete Flexural Members", Procedia Engineering 14 (2011) 1266–1274.

[11] Dimitrios Vamvatsikos and C.Allin Cornell (2002) "Incremental Dynamic Analysis", Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, CA 94305-4020, U.S.A.

[12] Gaikwad Chandrakant Nilesh, Galatage A. Abhijeet, Kulkarni K. Sumant (2017) "Scaling Of Ground Motions for Performing Incremental Dynamic Analysis of RC Framed Structures", International Journal of Advance Research, Ideas and Innovations in Technology.

[13] SEAOC Vision 2000 Committee (1995) "Performance-based seismic engineering", *Report* prepared by Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA, 1995. [14] FEMA 274

[15] Bertero R.D., Bertero V.V. (2002) "Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach", Earthquake Engeneering and Structural Dynamics, 2002; 31:627–652.

[16] Collins K, Stojadinovic B. (2000) "Limit states for performance-based design", *Proceedings of* 12 WCEE, Auckland, New Zealand, 2000.

[17] Collins K.R., Wen YK., Foutch A.D. (1997) "Dual-level seismic design: a reliability-based methodology", Earthquake Engeneering and Structural Dynamics.

[18] C. Allin Cornell and Fatemeh Jalayer (2003) "A Technical Framework for Probability-Based Demand and Capacity Factor Design (DCFD) Seismic Formats", Pacific Earthquake Engineering Research Center, Department of Civil and Environmental Engineering Stanford University.

[19] Yoshitsugu AOKI, Yuji OHASHI, Hideo FUJITANI, Taiki SAITO, Jun KANDA, Testsuya EMOTO and Mamoru KOHNO (2000) "Target Seismic Performance Levels in Structural Design for Buildings".

[20] ASCE STANDARD ASCE/SEI 7-10 (2010) "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", American Society of Civil Engineers.

[21] Keith A. Porter (2003) "An Overview of PEER's Performance-Based Earthquake Engineering Methodology", Ninth International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering (ICASP9) July 6-9, 2003, San Francisco.

[22] Baker, J. W. (2015) "Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis", *Earthquake Spectra*, 31(1), 579-599.

[23] Keith Porter, Robert Kennedy and Robert Bachman (2007) "Creating Fragility Functions for Performance-Based Earthquake Engineering", Earthquake Spectra, Volume 23, No. 2, pages 471–489, May 2007.

[24] Keith Porter (2019) "Beginner's Guide to Fragility, Vulnerability and Risk", University of Colorado Boulder and SPA Risk LLC, Denver CO USA.

[25] Max Gündel and Irmela Zentner (2015) "Fragility analysis methods: Review of existing approaches and application", 23rd Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology Manchester, United Kingdom - August 10-14, 2015, Division VII.

[26] C. Meletti e V. Montaldo (2007) "Convenzione INGV-DPC 2004–2006/Progetto S1-Proseguimento della assistenza al DPC per il completamento e la gestione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 e progettazione di ulteriori sviluppi", Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), Dipartimento della Protezione civile.

[27] Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), Dipartimento della Protezione civile "Allegato A e B alle Norme Tecniche per le Costruzioni: Pericolosità sismica", NTC08-Decreto 14/01/2008 del Ministero delle Infrastrutture (GU n.29 del 04/02/2008).

[28] CNR-DT 212/2013 "Istruzioni per la Valutazione Affidabilistica della Sicurezza Sismica di Edifici Esistenti", Consiglio Nazionale delle Ricerche-Commissione di studio per la predisposizione e l'analisi di Norme Tecniche relative alle costruzioni (ROMA – CNR 14 Maggio 2014).

[29] SAP2000 v20-Integrated Solution for Structural Analysis and Design "Documentation" (Maggio 2018).