

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

**Miglioramento sismico degli edifici
in c.a. con interventi non invasivi:
Il “Grattacielo Solferino” a Torino**



**Politecnico
di Torino**

Relatori:
Prof. Donato SABIA
Prof. Paolo NAPOLI

Candidata:
Sara ROMANO

Sommario

L'obiettivo del presente elaborato consiste nel comprendere la fattibilità e il grado di miglioramento sismico raggiungibile mediante interventi limitati all'esterno di edifici esistenti: l'interesse del tema risiede nella frequente necessità di intervenire su edifici abitati, nei quali un intervento solo dall'esterno consente di mantenere in sito gli occupanti.

Lo sviluppo del lavoro è avvenuto presso la società di ingegneria Sintecna, con sede a Torino, in cui è maturata la volontà di rispondere alla pluralità di esigenze legate alla scelta dell'intervento sismico attuabile, tenendo conto sia delle criticità strutturali che dei disagi causati da interventi invasivi, tra cui l'evacuazione dell'edificio.

Preliminarmente è stato descritto il patrimonio architettonico esistente e le tipologie di intervento realizzabili, con particolare attenzione a quelli realizzabili dall'esterno. Oltre il 60% dei fabbricati italiani è stato difatti costruito prima del 1974, anno in cui è stata introdotta la prima norma per le costruzioni in zona sismica. Negli anni antecedenti tale norma la progettazione strutturale era basata prevalentemente sui carichi verticali e non prendeva in considerazione il comportamento dinamico della struttura, dunque tali edifici risultano ad oggi privi di criteri antisismici.

Anche dopo il 1974 una parte del territorio nazionale, inclusa la città di Torino, era classificata "non sismica" ed in essa nessuna azione sismica era presa in considerazione. Una conoscenza approfondita dello stato di fatto e della vulnerabilità dell'edificio risulta quindi necessaria per ponderare la scelta dell'intervento e ridurre al minimo il grado di incertezza sulla effettiva consistenza della struttura.

Per meglio comprendere i limiti di un intervento unicamente dall'esterno, è stato considerato il caso studio del Grattacielo Solferino di Torino. Si tratta di un edificio realizzato in c.a. con struttura a telaio monodirezionale, costituito da 16 piani fuori terra e la cui peculiarità risiede nell'impossibilità di intervenire su una delle facciate perché confinante con un edificio adiacente. La fase iniziale ha previsto la verifica della struttura in zona 3, a cui appartiene la città di Torino, per poi ipotizzare di considerare la stessa struttura alla zona 1, a più alta pericolosità sismica. Tra gli interventi possibili si è optato per un sistema di controventi in acciaio che fosse di più facile realizzazione, sfruttando la leggerezza e la duttilità del materiale; inoltre l'utilizzo di controventi in acciaio avrebbe limitato l'ostruzione delle aperture presenti su tutte le facciate. Sono state valutate diverse configurazioni di controventi

esterni osservando la distribuzione del taglio alla base. Per la configurazione più interessante si è individuato il grado di miglioramento raggiungibile.

Per meglio comprendere la realizzabilità dell'intervento si è svolto un confronto del livello di miglioramento che si sarebbe potuto raggiungere su edifici di minor altezza, mantenendo la stessa disposizione degli elementi strutturali dell'edificio originale, in modo da individuare il comportamento sismico di un fabbricato con altezze più comuni.

Indice

Sommario	I
1 Il patrimonio sismico esistente	1
1.1 Il rischio sismico	1
1.2 Storia sismica italiana	2
1.3 Attuale filosofia di progettazione sismica	9
1.4 Azione sismica	11
1.5 Vulnerabilità degli edifici esistenti	18
2 Tecniche di miglioramento o adeguamento sismico di edifici in c.a.	23
2.1 Generalità	23
2.2 Interventi di tipo globale	25
2.3 Interventi di tipo locale	33
3 Interventi poco invasivi dall'esterno	37
3.1 Strategie di intervento	37
3.2 Tipologie di interventi poco invasivi	39
4 Caso studio: Grattacielo Solferino	44
4.1 Descrizione e caratterizzazione della struttura	44
4.2 Valutazione della sicurezza	47
4.3 Modellazione	48
4.4 Analisi sismica in zona3	51
4.5 Analisi sismica in zona1	57
5 Intervento di miglioramento	60
5.1 Tipologie di intervento proposte	60
5.2 Confronto tra gli interventi di miglioramento	67
5.3 Confronto su edifici di minor altezza	71
6 Conclusione	78
Bibliografia	83

Capitolo 1

Il patrimonio sismico esistente

1.1 Il rischio sismico

L'interazione tra sismicità, capacità di resistere del costruito e antropizzazione caratterizza il rischio sismico [R]. Esso è definito come la misura del danno atteso che si può avere in un determinato intervallo di tempo, in una certa area per effetto di un terremoto di riferimento, in relazione alla sua probabilità di accadimento ed al relativo grado di intensità. Rappresenta una combinazione di tre fattori e può essere espresso dalla formula 1.1:

$$R = P \cdot V \cdot E \quad (1.1)$$

- La Pericolosità Sismica [P] è la probabilità che si verifichi in un dato luogo o entro una data area ed entro un certo periodo di tempo un terremoto capace di causare danni.
- La Vulnerabilità [V] consiste nella predisposizione da parte di persone, beni o attività a subire danni o modificazioni a causa del verificarsi di un terremoto. Tali danni possono indurre alla momentanea riduzione di efficienza da parte di questi elementi o anche ad una totale irrecuperabilità.
- L'Esposizione [E] può essere definita come la dislocazione, consistenza, qualità e valore dei beni e delle attività presenti sul territorio che possono essere influenzate direttamente o indirettamente dall'evento sismico (insediamenti, edifici, attività economiche-produttive, infrastrutture, densità di popolazione).

L'Italia è uno dei Paesi a maggiore rischio sismico del Mediterraneo. Essa è situata nella zona di convergenza tra la zolla africana e quella eurasiatica dal cui accavallamento si ha la formazione dei terremoti che interessano la penisola. Il Paese è inoltre costituito da un patrimonio architettonico rilevante e da un'elevata densità

di popolazione, tale per cui il rischio sismico risulta elevato.

Come riportato dal Dipartimento della Protezione Civile *"In 2.500 anni, l'Italia è stata interessata da oltre 30.000 terremoti di media e forte intensità superiore al IV-V grado della scala Mercalli, e da circa 560 eventi di intensità uguale o superiore VIII grado Mercalli. Solo nel XX secolo, 7 terremoti hanno avuto una magnitudo uguale o superiore a 6.5 (X e XI grado Mercalli)"*; è evidente come la pericolosità sismica sia un fattore legato alle sorgenti sismogenetiche e ad aspetti geomorfologici del sito mentre l'esposizione può essere modificata variando la classe d'uso del manufatto e la densità abitativa del costruito.

Nel medesimo articolo viene sottolineato che l'aspetto più preoccupante è che la stima del danno economico provocato, ad esempio, dal terremoto del 1997 in Umbria e Marche ammonta a circa 10 miliardi di euro, confrontabile con quello della California del 1989 (14.5 miliardi di dollari), seppure caratterizzato da un'intensità 30 volte inferiore. Questo fa sì che il rapporto tra i danni prodotti dai terremoti e l'energia rilasciata sia minore per altri Paesi ad elevata sismicità, come la California o il Giappone. Ciò è correlato ad un'inadeguatezza strutturale degli edifici e un'elevata vulnerabilità, per cui quest'ultimo aspetto è quello su cui intervenire per ridurre il rischio sismico.

1.2 Storia sismica italiana

La storia dei terremoti italiani è costellata da eventi catastrofici che hanno causato non pochi danni all'edificato ed un elevato numero di vittime. Nasce dunque la necessità di racchiudere le conoscenze tecniche e di individuare dei criteri di progettazione antisismica all'interno di norme e provvedimenti che fungano da prevenzione. Il processo di evoluzione delle norme tecniche è sempre stato scandito dall'avvento di eventi sismici che hanno portato poi a dover intervenire sull'assetto normativo in vigore. Sebbene lo sviluppo in ambito scientifico dell'ingegneria sismica e della sismologia fosse all'avanguardia, la normativa sismica ha "rincorso" tale sviluppo in maniera lenta e ritardata, subendo fasi di stallo e di accelerazione in funzione degli eventi sismici e delle conseguenze su beni e popolazione. Solo negli ultimi decenni, di fatti, si è avuto il passaggio da una progettazione prescrittiva, che imponeva determinati limiti progettuali guardando al singolo elemento strutturale, ad una

normativa prestazionale, che affidasse alla capacità di valutazione e alle conoscenze tecniche dei professionisti la scelta del raggiungimento dei parametri prestazionali, comprendendo il comportamento globale della struttura, nel rispetto dei criteri imposti dalla normativa.

Si osserva quindi come nel corso degli anni la "coscienza" sismica sia stata sempre risvegliata dagli eventi a cui la penisola italiana è stata soggetta. Le norme tecniche possono essere classificate convenzionalmente in:

- Norme di I generazione, puramente prescrittive, antecedenti al 1960
- Norme di II generazione, prestazionali a singolo livello (1960 al 1980)
- Norme di III generazione, prestazionali a doppio livello (1980 a 2000)
- Norme di IV generazione, prestazionali multilivello (dopo il 2000)

Le norme di I generazione contengono prevalentemente indicazioni riguardanti i criteri di scelta dei siti, l'altezza dei fabbricati e prescrizioni urbanistiche. Tali indicazioni sono frutto dell'esperienza maturata, individuando aspetti tecnici sulla realizzazione dei sistemi costruttivi più idonei, che si sono dimostrate più performanti, per i materiali e per le tecniche note all'epoca. Il terremoto di Messina del 1908 è il primo rilevante evento sismico che ha determinato l'emanazione delle *Norme tecniche ed igieniche obbligatorie per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei luoghi colpiti dal terremoto del 28 dicembre 1908*: questa può essere considerata la prima normativa sismica italiana.

L'aspetto fondamentale da sottolineare è l'introduzione del concetto "primordiale" di Equivalent Lateral Force (ELF), imponendo alle strutture di resistere a una distribuzione di forze statiche equivalenti laterali, che fosse proporzionale alle masse in gioco e che rappresentasse gli effetti ondulatori dovuti al moto sismico. Risulta di elevata rilevanza comprendere come la risposta all'azione sismica fosse stata concepita in assenza di studi dinamici e in mancanza di modelli matematici che la descrivessero. L'osservazione dei casi passati ha permesso di determinare le forze massime a cui potevano essere soggetti i nuovi edifici, con forze orizzontali nelle due direzioni principali, «calcolate tenendo conto che i rapporti tra le forze applicate e le masse dovevano essere convenzionalmente pari a un ottavo per il piano terreno (0,125) e a un sesto per i piani superiori (0,16), adottando un valore valore di

resistenza (in termini puntuali) dimezzato», calcolato con il metodo alle tensioni ammissibili in campo elastico, tale sconto potrebbe essere visto come l'applicazione di un coefficiente di sicurezza pari a 2. Lo studio degli eventi sismici e dei siti interessati ha portato ad una prima classificazione sismica con il R.D. 1927 che prevedeva la suddivisione del territorio in due zone ad alta e bassa sismicità, a cui corrispondevano due categorie con differenti forze sismiche di progetto.

A questo punto si era giunti a cogliere la distribuzione delle azioni orizzontali crescenti con l'altezza, il concetto di sovrapposizione dei carichi e l'affidamento della progettazione alla figura dell'ingegnere. Lo sviluppo scientifico era sempre più avanzato ma i terremoti successivi, insieme con le esperienze americane, determinarono una revisione delle norme che semplificò le forze orizzontali, considerandole costanti in altezza, trascurando la natura dinamica dell'azione sismica fino al 1974.

Con la legge n.64 del 2 febbraio 1974 nascono le norme di II generazione. Tali norme rimandano al Ministero dei Lavori Pubblici l'aggiornamento delle norme tecniche e degli elenchi delle zone dichiarate sismiche attraverso specifici decreti. A tale legge segue l'emanazione del d.m. nr.40 del 1975 che tiene conto degli sviluppi in ambito sismico forniti dalla ricerca americana del *California Institute of Technology* e del concetto di "spettro di risposta" con cui definire le forze sismiche. Le innovazioni determinanti per l'attuale quadro normativo italiano risiedono nella comprensione della capacità della strutture di superare i limiti elastici lineari, resistendo a sollecitazioni sismiche maggiori di quelle previste in fase di calcolo, grazie alla dissipazione dell'energia in campo plastico. A partire da tale legge si introducono: la classificazione sismica, redatta sulla base di «comprovate motivazioni tecnico-scientifiche»; la micro-zonazione con cui considerare gli effetti amplificativi del terreno; l'utilizzo dell'analisi multi modale come sostitutiva dell'analisi statica equivalente; la risorsa energetica che le strutture possiedono in campo plastico, tenendo conto della duttilità del materiale e non del meccanismo di collasso.

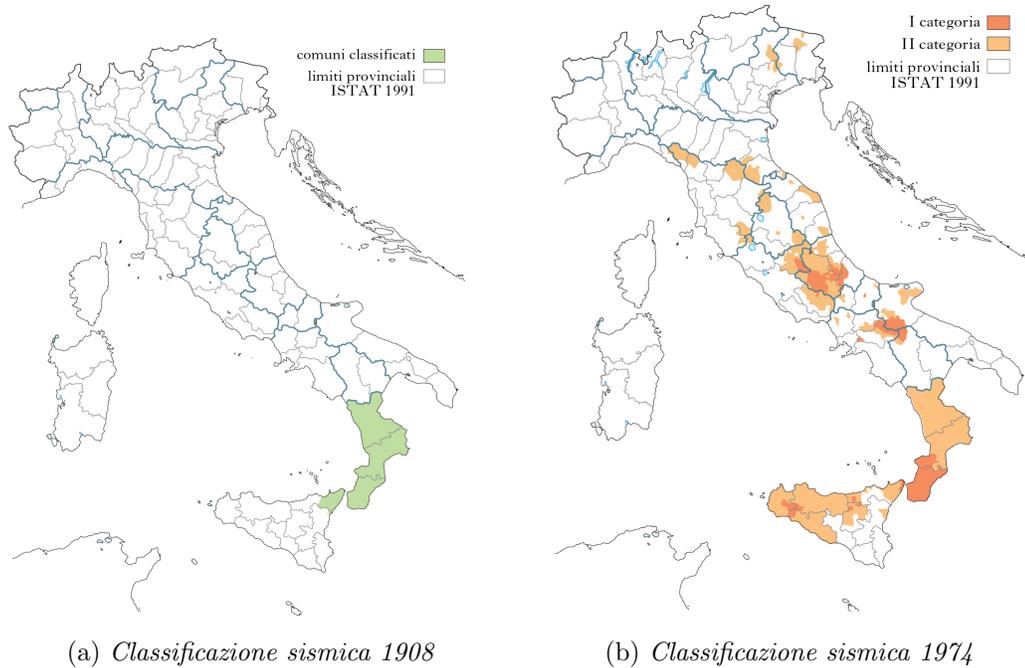


Figura 1.1: Evoluzione classificazione sismica

Le norme di III generazione si contraddistinguono per la ridefinizione dei limiti della classificazione sismica e per l'adozione di un metodo di calcolo semi-probabilistico agli stati limite, superando quello alle tensioni ammissibili. La prima novità fu introdotta con il Decreto Ministeriale n.35 del 19 giugno 1984, che prevede l'estensione dei territori italiani considerati sismici: la classificazione prevedeva tre categorie sismiche introducendo una categoria intermedia. La seconda innovazione è stata introdotta dal Decreto Ministeriale dei Lavori Pubblici del 16 gennaio 1996, in cui era ammesso l'utilizzo sia dell'analisi statica che dinamica con analisi modale, mediante il metodo di verifica agli stati limite. Quest'ultimo prevede l'analisi della risposta sismica mediante due eventi sismici che fanno riferimento ad un tempo di ritorno di 70 anni (terremoto di servizio) e un tempo di ritorno di 475 anni (terremoto distruttivo). Ad essi sono associati rispettivamente lo stato limite di esercizio o di danno e lo stato limite ultimo. La verifica allo Stato limite di Danno consiste nell'accertarsi che il sistema subisca un danneggiamento delle parti strutturali e non strutturali contenuto, ovvero che lo spostamento di interpiano sia limitato. La verifica allo Stato limite Ultimo consiste nell'osservare che il sistema sia in grado di fornire

una resistenza residua nei confronti dei carichi verticali, seppur subendo danni gravi.

Il territorio italiano diviene interamente sismico solo nel 2003, successivamente al terremoto del Molise del 2002, in quanto viene introdotta una quarta zona sismica dall'Ordinanza PCM n.3274 del 20 marzo 2003. A ciascuna zona sismica viene associato un valore di accelerazione orizzontale massima a_g , individuando quattro classi di accelerazione massima con probabilità di accadimento del 10% in 50 anni. La nuova modalità di progettazione, sulle linee dell'Eurocodice 8, si pone come obiettivo il raggiungimento di una definita prestazione traducibile in un rapporto capacità-domanda che sia minore dell'unità per ciascun elemento strutturale. Le modalità di danno e di collasso sono legate al livello di capacità dissipativa previsto della struttura. Il concetto di "gerarchia delle resistenze" prevede che le modalità di danno duttili prevalgano sui modi fragili e dunque che il dimensionamento degli elementi sia non più funzione delle azioni di progetto ma tenga conto di una risposta "pilastro forte-trave debole", favorendo la plasticizzazione di alcune parti della struttura e non di altre. Gli aggiornamenti successivi riguardano i medesimi aspetti, affinando l'approccio, modificando limiti e apportando correzioni, mantenendo un certo valore di accelerazione su suolo rigido (a_g), per ciascuna zona sismica, ma facendo riferimento ad una mappa di pericolosità individuata per valori di riferimento di a_g e di ordinate spettrali, per periodi di ritorno da 30 a 2475 anni.

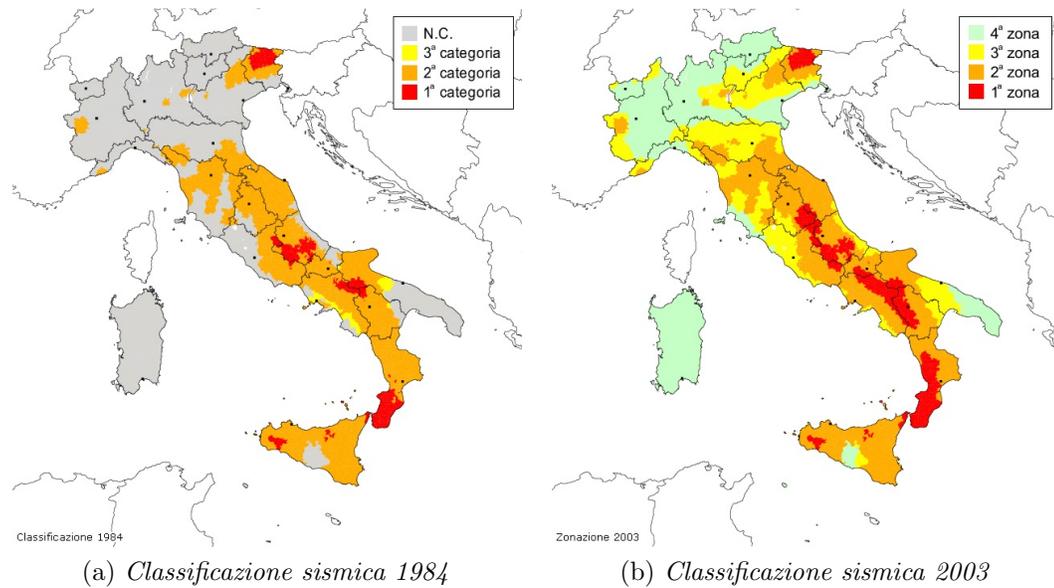


Figura 1.2: Evoluzione classificazione sismica

Le ordinanze emanate negli anni a seguire culminano nelle Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 con cui la classificazione sismica viene sostituita da una vera e propria zonizzazione che assume carattere progettuale. Attraverso le coordinate geografiche del sito di progetto viene individuata un'accelerazione di riferimento che fornisce nel dettaglio lo scuotimento atteso mediante tre parametri di base, valutati su suolo di riferimento rigido e orizzontale:

a_g : accelerazione orizzontale massima del sito;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La sostanziale differenza risiede nell'individuazione di 11000 punti, caratterizzati da specifici spettri di risposta, valutati con periodo di ritorno di 475 anni, tale mappa viene riportata in figura (1.3). Tale variazione ha riclassificato sismicamente molte zone precedentemente "non sismiche" generando il problema di edifici esistenti che ad oggi si trovano in zone di più alta pericolosità sismica.

Tale aspetto si è concretizzato nel capitolo riguardante propriamente gli edifici esistenti, in cui si riportano le fasi progettuali che permettono la valutazione della sicurezza di un fabbricato esistente.

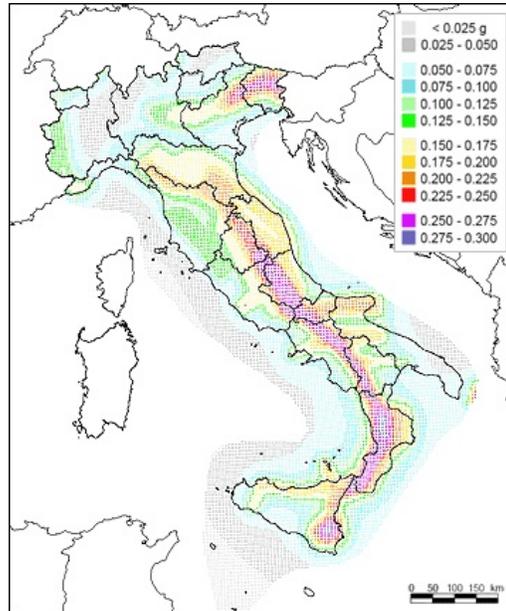


Figura 1.3: Mappa con griglia di pericolosità

Dal punto di vista metodologico e progettuale, viene definito un approccio prestazionale multi-livello, in cui si affianca agli stati limite di esercizio ed ultimo, dei livelli intermedi, che consentono di combinare considerazioni di carattere di sicurezza e salvaguardia con aspetti economici. Il progetto sismico si fonda sulla consapevolezza del progettista che guarda alla finalità e allo scopo dell'operazione combinando esigenze di natura sociale ed economica.

I quattro livelli di prestazione risultano : operatività (SLO), danno (SLD), salvaguardia della vita(SLV) e collasso (SLC) legati rispettivamente ad un evento *frequente* (periodo di ritorno dai 25 ai 72 anni), *occasionale* (periodo di ritorno dai 72 ai 225 anni), *raro* (periodo di ritorno di 475 anni) e *molto raro* (periodo di ritorno da 800 a 2500 anni).

La Normativa vigente per le costruzioni(NTC 2018), per quanto concerne la progettazione sismica, fornisce le medesime indicazioni in termini di metodi e di modelli

matematici da seguire. Risulta rilevante ai fini della valutazione sismica come essa affronta in maniera più distinta e approfondita la distinzione di comportamento dissipativo e non dissipativo, valutando in maniera appropriata il fattore di comportamento q , ammettendo un "limitato" grado di danneggiamento anche in condizione non dissipativa, nel rispetto del carattere prestazionale tipico delle Norme Tecniche. La filosofia di progettazione proposta sarà sviluppata più nel dettaglio nel prossimo paragrafo.

1.3 Attuale filosofia di progettazione sismica

La progettazione adoperata per gli edifici esistenti realizzati in assenza di criteri sismici aveva come obiettivo principale la salvaguardia della vita. Tale obiettivo era perseguito mediante il metodo alle tensioni ammissibili, secondo cui l'analisi della sezione viene eseguita in campo elastico, considerando un legame lineare fra tensioni e deformazioni. Il calcolo strutturale veniva svolto su schemi semplici, valutando per ciascuna sezione che il momento sollecitante della sezione non eccedesse il momento resistente, legato alla tensione ammissibile nel materiale. In questo modo veniva però trascurata la risposta globale della struttura e i meccanismi di collasso che potrebbero portare ad una rottura fragile.

La tipologia progettuale più comune in passato, per strutture in calcestruzzo armato (c.a.), è costituita da telai monodirezionali che portano solai in latero-cemento, con elementi di chiusura laterale, non sempre presenti, disposti nella direzione ortogonale.

Differentemente l'attuale normativa prevede un approccio multi-obiettivo, che si propone di rispondere a differenti livelli di prestazione. La filosofia del Performance based design individua quattro stati limite che sono stati definiti da obiettivi di natura socio economica oltre che prestazionali.

Il raggiungimento di tali livelli prestazionali è in genere garantito dalla gerarchia delle resistenze secondo la quale i meccanismi di rottura duttili devono anticipare i meccanismi di rottura fragili. Tale concetto prevede l'individuazione di sezioni deputate alla dissipazione di energia sfruttando il legame costitutivo reale dei materiali, che possiedono risorsa plastica dovuta alla duttilità. La concretizzazione di questa

filosofia risiede in un'attenta progettazione dei dettagli costruttivi che garantiscono il reale sviluppo della duttilità richiesta e la corretta trasmissione delle sollecitazioni tra gli elementi.

La progettazione degli elementi strutturali segue quindi una gerarchia che parte dalle travi (elemento debole) in cui far formare le cerniere plastiche, passando ai pilastri ed infine alle fondazioni, che se svincolate comporterebbero la totale perdita di stabilità della struttura (4.16)

Il fattore di struttura q tiene conto della capacità dissipativa della struttura e consente di scontare le azioni provenienti dall'analisi in funzione del rispetto del principio di progettazione sia a livello globale che locale. Risulta essere evidente come un edificio esistente, che di fatto non rispetta le condizioni tecniche che permetterebbero di sfruttarne la duttilità, è più propenso alla formazione di meccanismi di collasso di tipo fragile, come un "collasso di piano" in cui le cerniere plastiche coinvolgono i pilastri di uno stesso piano. Questo non solo comporta la perdita di stabilità della struttura ma le rotture di tipo fragile non permettono di intervenire, esse si manifestano in maniera "improvvisa" e senza fenomeni di preavviso.

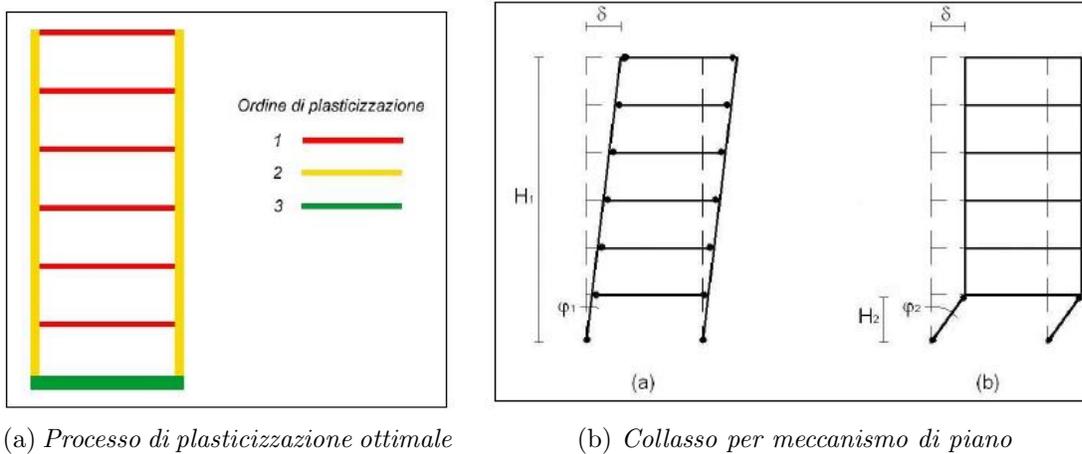


Figura 1.4: Gerarchia delle resistenze

1.4 Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, come contenuto al paragrafo 3.2. delle NTC18, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa viene determinata mediante aspetti geo-morfologici e sismici del luogo in esame.

I valori dei parametri necessari alla definizione dell'azione sismica risultano:

a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 : valore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c : periodo del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Le prestazioni individuate dagli stati limite fanno riferimento ad elementi strutturali, non strutturali e impianti.

Gli stati limite di esercizio (SLE) risultano:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli Stati limite ultimi (SLU) comprendono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Essi fanno riferimento ad una probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{vr} considerata come da tabella 1.5.

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

Figura 1.5: Periodo di riferimento

Inoltre, per considerare gli effetti della risposta sismica locale è necessario definire le caratteristiche del suolo. L'utilizzo dell'approccio semplificato è limitato alle categorie di sottosuolo e alle caratteristiche topografiche del sito riportante al 3.2.2 delle NTC(1.7)

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

Figura 1.6: Categoria sottosuolo

L'azione sismica viene espressa in termini di spettro di risposta elastico in accelerazione: lo spettro di risposta possiede una forma spettrale per un assegnato sito, definita dall'involuppo degli spettri di risposta elastica dei terremoti attesi. Esso è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche

η il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali diversi dal 5%

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro

I parametri S_s , C_c , e S_t sono legate alle caratteristiche del sottosuolo e topografiche del sito, e sono individuabili mediante le seguenti tabelle:

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_v \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,25}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_v \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,25}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_v \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_v \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Lo spettro di risposta elastico verticale è rappresentato dalle espressioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

in cui:

F_v è il fattore di amplificazione spettrale,

ag, Fo,S e η sono definiti come sopra;

Ss, Tb, Tc, Td sono definiti mediante la seguente tabella in funzione del tipo di suolo:

Categoria di sottosuolo	S _s	T _B	T _C	T _D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Una volta individuata l'azione sismica, la combinazione sismica con cui considerare l'interazione tra i carichi verticali e il sisma è espressa dalla relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum \psi_2 Q_{kj} \quad (1.2)$$

In cui si ipotizza che in concomitanza ad un evento sismico raro, l'aliquota dei carichi variabili sia ridotta mediante il coefficiente ψ_{i2} espresso dalla tabella:

Categoria/Azione variabile	ψ_{01}	ψ_{21}	ψ_{22}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Per quanto concerne la combinazione degli effetti delle componenti nelle due direzioni e di quella verticale, si assume che la componente verticale abbia un'importanza inferiore per cui può essere trascurata (ad eccezione di casi particolari come: travi maggiori di 20 m, forti sbalzi superiori a 4 m, pilastri in falso). Per le componenti orizzontali si ipotizza che essi non comportino gli effetti massimi nello stesso momento per cui si adotta il 100% del contributo nella direzione prevalente e il 30% del contributo nell'altra direzione.

Ai fini dell'individuazione dell'entità delle sollecitazioni, e dunque della domanda da confrontare con la capacità, la Normativa propone l'adozione di uno o più metodi di analisi di seguito esplicitati. Una prima articolazione distingue analisi lineare

e non lineare: l'analisi lineare è legata al comportamento strutturale (dissipativo o non dissipativo) e la domanda sismica può essere ridotta mediante un fattore di comportamento q opportunamente definito a seconda dello stato limite considerato; l'analisi non lineare tiene conto delle non linearità del materiale e geometriche e consente di avere una valutazione più realistica delle azioni agenti. Una seconda distinzione prevista dalle norme è tra analisi statica e dinamica in funzione del tipo di equilibrio considerato, rispettivamente mediante forze statiche e mediante storie temporali.

Le NTC prevedono la combinazione di tali aspetti e individua quattro metodi di analisi: analisi statica lineare, analisi dinamica lineare, analisi statica non lineare, analisi dinamica non lineare. La scelta del metodo è lasciata al progettista, nel rispetto dei criteri di applicabilità.

L'**analisi statica lineare** è un'analisi semplificata che prevede l'applicazione di forze sismiche equivalenti alle forze di inerzia prodotte dall'azione sismica. I limiti sono legati al periodo proprio della struttura e alla regolarità in altezza. Per la determinazione del periodo si propone una formula approssimata per edifici che non superano i 40 m di altezza:

$$T_1 = CH^{3/4} \quad (1.3)$$

La distribuzione delle forze F_i da applicare alle masse i -esime sono affini al primo modo di vibrare espressa da:

$$F_i = \frac{F_h z_i W_i}{\sum z_j W_j} \quad (1.4)$$

dove:

- F_h è il taglio totale alla base della costruzione,

$$F_h = \frac{S_d(T_1) W \lambda}{g} \quad (1.5)$$

- w_i e W_j sono i pesi delle masse presenti all'impalcato i e j
- Z_i e z_j sono le quote rispetto al piano di fondazione.

L'**analisi dinamica lineare** è il metodo di riferimento proposto dalla Normativa e si basa sulla determinazione dei modi di vibrare della struttura (analisi modale). L'utilizzo dell'analisi modale consente di cogliere al meglio la risposta della struttura a più gradi di libertà, attraverso un sistema di equazioni disaccoppiate che semplifica fortemente il problema. Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è effettuato per ciascun modo di vibrare, utilizzando lo spettro di risposta di progetto. Gli effetti complessivi vengono considerati per tutti i modi con massa partecipante significativa, ovvero superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale superi l' 85%. Essi non possono essere valutati mediante una semplice somma dei massimi ma vengono combinati mediante una combinazione quadratica completa(1.6), abbreviata mediante la sigla CQC.

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad (1.6)$$

con:

E_j valore dell'effetto relativo al modo j ;

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i -esimo e j -esimo;

L'**analisi statica non lineare**, detta anche *pushover*, consiste nell'individuazione della curva di capacità della struttura, confrontando la misura dello spostamento che la struttura subisce se soggetta ad un evento sismico e l'abilità della struttura stessa di resistere a tale spostamento. Tale curva esprime la relazione tra il taglio alla base e lo spostamento di un punto di controllo, in genere identificato nel baricentro delle masse dell'ultimo piano. Alla struttura viene applicata un insieme di forze orizzontali che segue due distribuzioni definite dalla Normativa Tecnica quali distribuzioni principali (Gruppo 1) e distribuzioni secondarie (Gruppo 2). Al primo gruppo appartengono forze orizzontali proporzionali al primo modo di vibrare e ai tagli di piano ottenuti mediante analisi modale. Al secondo gruppo appartengono forze orizzontali considerate uniformi lungo l'altezza dell'edificio. Per individuare la curva di capacità è necessario associare il sistema a più gradi di libertà ad un sistema equivalente ad un solo grado di libertà, descritto da un oscillatore semplice a comportamento elasto-plastico. La curva va poi bilinearizzata per ricondurla ad una

curva elastica-perfettamente plastica, mediante il principio di equivalenza energetica che impone l'uguaglianza tra l'area sottesa alla curva di capacità e la curva bilineare.

L'**analisi dinamica non lineare** è definita da un'integrazione diretta delle equazioni del moto ad una data storia temporale, ovvero accelerogrammi opportunamente scalati, che consente di valutare la risposta sismica al passo. La prescrizione della Normativa impone lo svolgimento di un'analisi modale con spettro di risposta per la valutazione dei risultati, in quanto data la complessità dei dati anche l'interpretazione dei risultati deve essere prontamente giustificata.

1.5 Vulnerabilità degli edifici esistenti

La sicurezza per gli edifici esistenti rappresenta una delle problematiche fondamentali in Italia, data l'elevata sismicità e il valore storico-architettonico-artistico e ambientale del patrimonio edilizio italiano. La valutazione della vulnerabilità sismica risulta particolarmente complessa in quanto ciascun edificio è realizzato con tecniche differenti ed epoche differenti, che fanno capo a riferimenti normativi variabili. Le Norme Tecniche individuano un approccio prestazionale per la caratterizzazione delle varie fasi di analisi, progettazione ed esecuzione della valutazione e/o del progetto di intervento da realizzare per le costruzioni esistenti. La valutazione della sicurezza consente di stabilire se l'uso della costruzione sia libero o debba essere modificato mediante interventi. La valutazione della sicurezza deve essere svolta quando si presenta una delle situazioni seguenti:

- riduzione della capacità resistente e/o deformativa della struttura;
- provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- cambio della destinazione d'uso o parti di essa;
- esecuzione di interventi strutturali e non strutturali
- opere realizzate in assenza o difformità del titolo abitativo

In particolare dovrà essere individuato il livello di sicurezza della costruzione prima e dopo l'intervento, specificati all'interno di una relazione esplicativa, contenente

eventuali limitazioni d'uso e l'efficacia dell'intervento.

La valutazione della sicurezza è eseguita nel rispetto degli Stati Limite Ultimi di salvaguardia della vita (SLV) e prevenzione al collasso (SLC). Le NTC evidenziano come per le strutture esistenti sia di estrema importanza lo svolgimento di indagini atte a valutare geometrie, materiali e dettagli costruttivi per individuare il livello di conoscenza della struttura. In base al grado di approfondimento è possibile scegliere il tipo di analisi ed effettuare la valutazione di vulnerabilità.

I parametri rappresentativi del rapporto tra l'esistente e la richiesta per edifici nuovi sono espressi da due fattori:

- ζ_E è il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima usata per una nuova costruzione a parità di caratteristiche e sul medesimo suolo;
- $\zeta_{v,i}$ è il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile dalla parte i -esima della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione;

L'inadeguatezza riscontrabile è mitigata mediante interventi che possono essere parziali e/o temporanei, in attesa di interventi successivi che determinino un miglioramento o adeguamento complessivo della costruzione.

La normativa individua un iter progettuale di valutazione della sicurezza che può essere riassunto nei punti seguenti:

- Analisi storico-critica: si ricostruisce lo stato di sollecitazione attuale e si ricercano le modifiche e gli eventi che hanno interessato l'edificio nel corso degli anni;
- Indagine conoscitiva: si individua lo stato di fatto della costruzione attraverso rilievi plano-altimetrici, prove strutturali e si delinea il grado di danneggiamento e deformativo della struttura;
- Caratterizzazione dei materiali: si valutano le capacità resistenti e deformative dei materiali mediante indagini in sito o in laboratorio

- Definizione livello di conoscenza e fattore di confidenza: si definiscono dei coefficienti riduttivi delle proprietà meccaniche dei materiali in funzione del grado di conoscenza della struttura
- Analisi strutturale: si determina l'analisi strutturale da svolgere e la vulnerabilità della struttura
- Valutazione interventi: si propongono degli interventi locali o globali che vadano a ripristinare o ampliare la capacità della struttura

L'analisi storico-critica prevede uno studio approfondito del fabbricato oggetto di studio, finalizzata a individuare tutti gli episodi a cui è stato soggetto nel corso del tempo. Essa ha come obiettivo il recupero delle informazioni disponibili contenute nei documenti originali e nella documentazione successiva. Quest'operazione consente di individuare l'epoca di realizzazione, i dati utilizzati in fase di progettazione, di calcolo e di esecuzione. Questo consente di sviluppare un primo approccio ad una campagna di indagine svolta nella fase successiva di rilievo.

La fase di rilievo pone le basi per una corretta e adeguata valutazione sismica. Essa consente di individuare i dati necessari per realizzare il modello di calcolo dell'edificio, con particolare attenzione alla geometria strutturale mentre i dettagli costruttivi, non visibili in modo diretto, possono essere svolti a campione. In assenza di documentazione adeguata, la procedura prevede l'ispezione dell'edificio con l'obiettivo di identificare la presenza di danneggiamenti o criticità che mettono a rischio la sicurezza degli abitanti. Il rilievo geometrico deve consentire l'identificazione della disposizione strutturale (posizione di travi, pilastri ed elementi principali), l'identificazione della tipologia di solaio e la definizione di tipo e dimensioni degli elementi non strutturali. Essendo dettagli costruttivi indicativi della risposta strutturale risulta necessario, oltre che il rilievo visivo, la realizzazione di prove in situ per cui si distinguono tre livelli di indagine: indagini limitate, estese o esaustive.

La caratterizzazione dei materiali è sviluppata sulle informazioni disponibili nelle documentazioni ufficiali e attraverso prove in situ. I metodi di indagine adottabili sono di natura distruttiva e non distruttiva, a seconda del grado di conoscenza che si vuole raggiungere. I valori delle caratteristiche meccaniche dei materiali prescindono dalle classi discretizzate previste nelle NTC ma vengono individuate mediante

certificati di prova conformi e campioni valutati in laboratorio.

Sebbene l'esecuzione di prove in situ riduca il grado di incertezza riguardante l'edificio esistente, è necessario tener conto di una conoscenza che può risultare non sufficientemente adeguata. Per gli edifici esistenti sono stati individuati i fattori di confidenza che vengono applicati ai valori medi di resistenza per tener conto delle differenze di progettazione e di costruzione, oltre che della capacità dei materiali, all'epoca di costruzione. La normativa delinea tre livelli di conoscenza: livello di conoscenza limitata (LC1), livello di conoscenza adeguata (LC2), livello di conoscenza accurata (LC3). Questi coefficienti sono individuati in base ai rilievi, alle indagini e alle prove effettuate, e sono specificati nella tabella seguente:

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

Figura 1.7: Livelli di conoscenza e relativi fattori di confidenza

A partire da tale tabella è possibile individuare il metodo di analisi applicabile e come un grado di conoscenza maggiore consenta di avere un fattore riduttivo minore e di avere maggiore libertà nella scelta del metodo di analisi.

Al termine di tale processo, la figura preposta alla valutazione della vulnerabilità potrà predisporre interventi sulla struttura atti ad individuare un maggiore livello di sicurezze della struttura. Gli interventi previsti da normativa sono classificati in:

- interventi locali: operazioni limitate a porzioni della costruzione, non modificano il comportamento globale della struttura;
- interventi di miglioramento: finalizzati a conseguire un incremento della sicurezza
- interventi di adeguamento: comportano il raggiungimento del livello di sicurezza richiesto per gli edifici di nuova costruzione;

Per riparazione o intervento locale si intendono quelle operazioni riguardanti singole parti o elementi della struttura con finalità:

- ripristino delle caratteristiche iniziali o parti danneggiate;
- miglioramento delle caratteristiche di resistenza e/o duttilità di elementi o parti, anche non danneggiate;
- mitigazione meccanismi di collasso locale;
- modifica elemento o porzione della struttura;

Note e dichiarate le carenze strutturali individuate durante le fasi di indagine, nel rispetto della configurazione iniziale della struttura, non si apportano cambiamenti sostanziali del comportamento globale e una riduzione dei livelli di sicurezza delle parti non interessate dall'intervento. L'incremento del livello di sicurezza locale va valutare mediante confronto con la condizione iniziale.

Per intervento di miglioramento si intende l'insieme di operazioni riguardanti l'intera struttura al fine di ottenere un livello di sicurezza maggiore. Il valore di ζ_E può essere minore dell'unità, ma con incremento non inferiore a 0.1 ad eccezione delle costruzioni di classe III ad uso scolastico per cui si deve raggiungere un valore almeno di 0.6.

Per intervento di adeguamento si considera il completo rispetto dei valori di verifica imposti da normativa per cui ζ_E risulta maggiore dell'unità, ad eccezione di due condizioni in cui si ammette un valore pari almeno a 0.8. (Cap.8.4.3 NTC). La verifica degli elementi soggetti all'intervento e non risulta obbligatoria. Gli aspetti principali e le tecniche adoperabili per ciascuna categoria vengono approfondite nel seguente capitolo.

Capitolo 2

Tecniche di miglioramento o adeguamento sismico di edifici in c.a.

2.1 Generalità

Secondo i dati Istat riguardanti l'epoca di costruzione del patrimonio edilizio, gli edifici esistenti sono stati costruiti prima della formulazione della legge n.64 del 1974, tale per cui essi non rispondono a criteri antisismici. Il 60% circa dei fabbricati italiani è antecedente tale norma e non può che determinare un elevato rischio sismico del territorio. Ne consegue che le strutture in c.a. esistenti sono prevalentemente progettate per soli carichi verticali e questo si traduce in bassi quantitativi di armatura longitudinale nei pilastri rispetto alle travi che risultano abbondantemente armate in direzione longitudinale e a taglio. Tale modalità di progettazione si oppone ai principi perseguiti dalla norma attuale, secondo cui si predilige la formazione di collassi duttili (e dunque rottura a flessione che precede rottura a taglio).

Il progetto degli interventi su strutture esistenti in c.a. deve tener conto delle caratteristiche della struttura e sopperire alle carenze di questa nei confronti dell'azione sismica. Per la conoscenza dello stato di fatto è essenziale indagare ed individuare le criticità e le peculiarità della struttura attraverso una corretta modellazione, analisi e verifica.

In generale, il comportamento di una struttura durante un evento sismico raro è funzione di tre grandezze: resistenza, rigidezza, duttilità. La resistenza è espressione del massimo taglio che l'edificio può supportare; la rigidezza esprime il rapporto tra capacità e domanda in termini di spostamento; la duttilità definisce la capacità di dissipare energia ed è definita in termini di deformazione.

I principi guida per la progettazione di strutture sotto azione sismica possono essere sintetizzati in:

- semplicità strutturale, al fine di migliorare la risposta strutturale e agevolare la verifica dei meccanismi di trasmissione delle forze;
- regolarità in pianta e in altezza, al fine di distribuire uniformemente le masse e le rigidità, limitando l'insorgere di eccentricità e zone con concentrazione degli sforzi
- iperstaticità per ridistribuire l'azione sugli elementi (ridondanti) ed aumentare la dissipazione
- resistenza e rigidità flessionale, per assorbire il sisma in ogni direzione
- resistenza e rigidità torsionale, per limitare l'incremento di sollecitazioni per effetti torsionali rilevanti
- rigidità e resistenza dei solai, che assicura un comportamento d'insieme della struttura e consente la trasmissione delle forze
- fondazioni adeguate che garantiscano una risposta uniforme della struttura

L'obiettivo del progettista sarà quello di perseguire gli stessi scopi anche durante la progettazione di interventi su edifici esistenti, in modo da rispondere a tutti o a parte degli aspetti fondamentali per un'adeguata risposta sismica.

La scelta dell'intervento di consolidamento può seguire due tipologie di approccio: intervenire sul comportamento globale e/o intervenire sul comportamento locale. Si distinguono quindi:

- interventi di tipo globale
- interventi di tipo locale

I primi agiscono sul periodo proprio della struttura e sulla capacità di ripartire le sollecitazioni al fine di ridurre la domanda. I secondi mirano ad aumentare resistenza e duttilità di una selezione di elementi in modo da modificare il comportamento generale della struttura oggetto di studio.

2.2 Interventi di tipo globale

Una struttura è caratterizzata da geometria, materiali, distribuzione delle masse e delle rigidezze che influenzano la risposta dinamica all'azione sismica. Le tipologie di intervento che si fondano sulla risposta dinamica della struttura osservano il periodo di vibrazione (che dipende dall'azione sismica) e i modi di vibrare che consentono di definire una valutazione della struttura in esame. Le operazioni che possono essere attuate riguardano principalmente:

- riduzione dell'irregolarità degli edifici
- riduzione delle masse
- variazioni di rigidezza e smorzamento del sistema
- aggiunta di elementi strutturali

La riduzione dell'irregolarità degli edifici è realizzabile intervenendo sia sulle parti strutturali che non strutturali. La conseguenza di tale aspetto comporta la nascita di effetti torcenti aggiuntivi che provocano un incremento delle sollecitazioni. Per regolarizzare la struttura si interviene per simmetria e cercando di far coincidere il centro di massa con il centro di rigidezza.

La riduzione delle masse coinvolge prevalentemente i piani alti al fine di ridurre l'azione sugli elementi strutturali. Le operazioni riguardano l'alleggerimento di pavimentazioni, solaio e balconi, o variazioni sulla destinazione d'uso.

Le variazioni di rigidezza e smorzamento del sistema possono essere realizzate con tecniche differenti. A partire dal *principio di D'Alembert* in termini energetici si ha:

$$E_C + E_H + E_{VD} + E_P = E_I \quad (2.1)$$

in cui:

- E_I Energia in Ingresso
- E_C Energia Cinetica del sistema dovuto al moto relativo rispetto al terreno
- E_P Energia di deformazione (Energia Potenziale Elastica)

- E_{VD} Energia Dissipata per smorzamento viscoso
- E_H Energia Dissipata per smorzamento isteretico

La moderna filosofia di progettazione antisismica prevede di:

- ridurre E_I attraverso un sistema di isolamento alla base;
- aumentare capacità resistente E_P con sistemi di rinforzo strutturale
- aumentare capacità dissipativa E_{VD} con sistemi di controvento dissipativi

Dal seguente grafico 2.1 è possibile cogliere la variazione del periodo fondamentale per ciascuna tipologia di approccio.

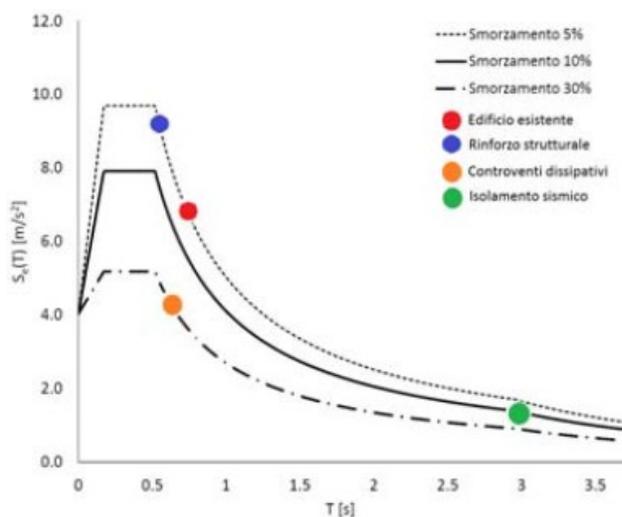


Figura 2.1: Ipotesi di intervento su spettro di risposta

L'isolamento sismico è un sistema di protezione che interviene sull'energia in ingresso. Esso si realizza mediante dei dispositivi posizionati alla base dell'edificio in modo da separare la struttura dalla base. Tale sistema comporta un aumento del periodo fondamentale tale per cui si riducono sensibilmente le accelerazioni, di conseguenza si ha una spesa maggiore in termini di spostamento, concentrata negli isolatori. Il principio di base è il disaccoppiamento tra la sottostruttura, che segue il moto del terreno, e la sovrastruttura che può lavorare prevalentemente in campo elastico, connesse dai dispositivi di isolamento.

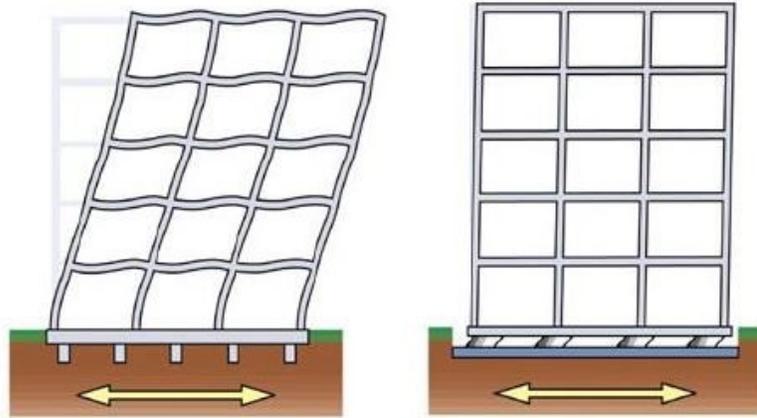


Figura 2.2: Comportamento sistema di isolamento

Gli isolatori possono essere divisi in due principali tecnologie: elastomerici e a pendolo.

- Gli isolatori elastomerici si compongono di strati alterni di elastomero e di acciaio collegati mediante vulcanizzazione. In genere hanno una forma circolare, ma possono presentare anche forma quadrata o rettangolare. La loro caratteristica principale è la capacità di smorzamento dovuta alla matrice elastomerica, oltre che elevata rigidità ai carichi verticali, modesta rigidità alle azioni orizzontali.

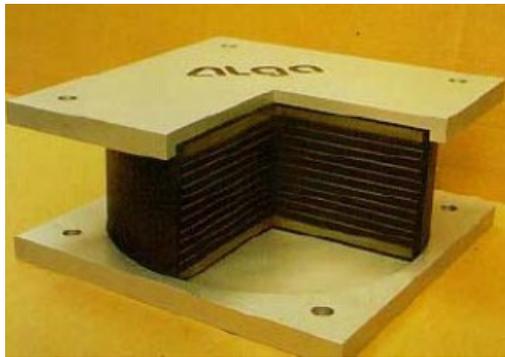


Figura 2.3: Esempio di isolatore elastomerico

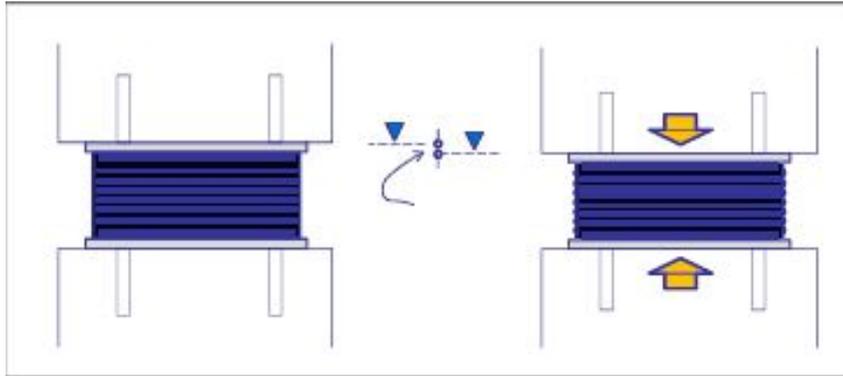
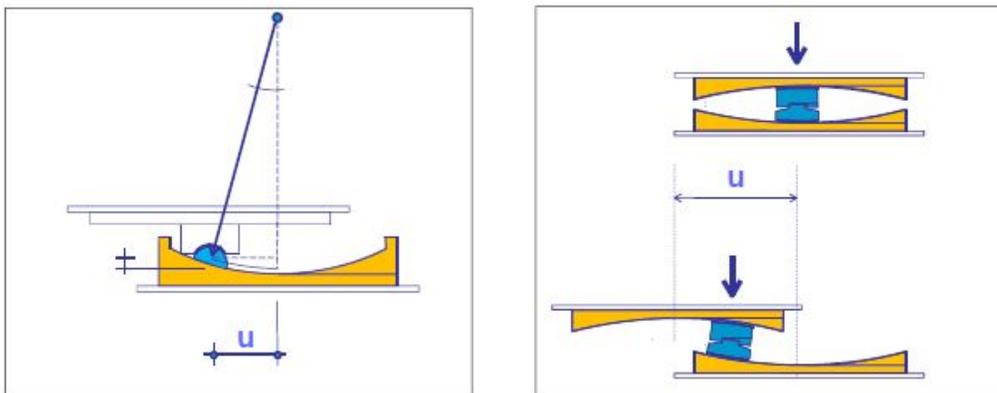


Figura 2.4: Funzionamento dispositivi elastomerici

- Gli isolatori a pendolo scorrevole presentano una o due superfici di scorrimenti sferiche concave accoppiate ad una articolazione convessa a calotta sferica con cui trasferiscono le azioni. La forma con cui sono realizzati permette di avere uno spostamento relativo tra sovrastruttura e sottostruttura e un conseguente ricentraggio in seguito all'evento sismico. Il periodo della struttura risulta indipendente dalla massa ma funzione del raggio di curvatura, mentre la capacità dissipativa è data dall'attrito della superficie di scorrimento.



(a) *Isolatore a singola superficie di scorrimento*

(b) *Isolatore a doppia superficie di scorrimento*

Figura 2.5: Funzionamento dispositivi a pendolo



Figura 2.6: Esempio di isolatore a pendolo

Per le strutture esistenti questo intervento consente di ridurre sensibilmente i danni sia degli elementi strutturali che non strutturali, salvaguardando anche il contenuto della struttura. Questa condizione fa sì che la scelta di questa tipologia sia fortemente consigliata per beni culturali e museali e per gli edifici strategici quali scuole ed ospedali.

Il **rinforzo strutturale** è una tecnica che prevede l'aggiunta di elementi strutturali di nuova realizzazione, aumentando la capacità resistente globale della struttura. Questi rinforzi possono essere realizzati mediante pareti in c.a. o controventi elastici metallici (2.7) in modo da indirizzare la maggior parte dell'azione sismica verso i nuovi elementi, generando un irrigidimento della struttura che influenza i modi di vibrare.

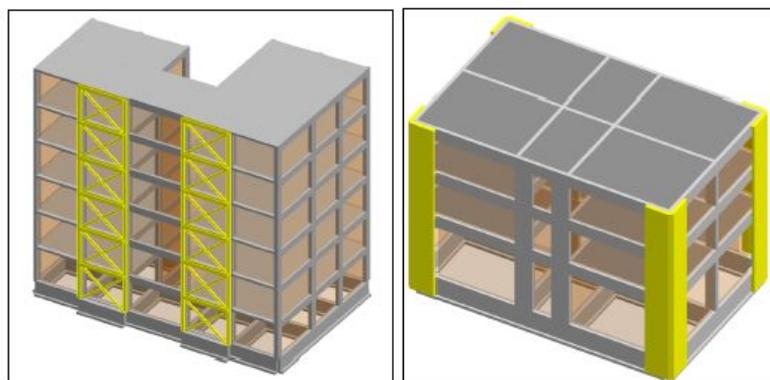


Figura 2.7: Esempi di interventi di rinforzo strutturale

Quest'ipotesi di intervento consente di modificare il comportamento globale della struttura al fine di regolarizzare e ridistribuire adeguatamente le sollecitazioni. Il tipo di irregolarità che porta alla scelta di questa tipologia è relativa all'eccentricità tra il centro di massa e il centro di rigidezza. La complessità di questa tipologia risiede nel dimensionamento di tale elementi e nella disposizione che segue un processo iterativo che guarda a numerosi fattori. In primo luogo si osserva la disposizione in pianta degli elementi strutturali, successivamente si osserva la posizione del centro di massa e la posizione del centro di rigidezza della struttura, piano per piano. La forza d'inerzia prodotta dall'azione sismica viene applicata al centro di massa che a causa di irregolarità non coincide necessariamente con il baricentro geometrico della struttura in cui si considera applicata la forza resistente. L'eccentricità tra le due forze provoca una coppia torcente che induce una rotazione del piano e che comporta l'aumento delle sollecitazioni sugli elementi più rigidi, che sono preposti all'assorbimento dell'azione sismica.

La funzione di controvento può dunque essere assolta sia da pareti in c.a. realizzate in continuità su tutta l'altezza dell'edificio, sia mediante elementi in acciaio, che forniscono una capacità resistente maggiore ma con un incremento delle masse minore. Tale soluzione risulta adeguata "per eventi con tempi di ritorno medio-bassi ed intensità non elevate consentendo la possibilità di regolarizzare il comportamento strutturale".

Il risultato della scelta di questa specifica tipologia è una riduzione degli spostamenti subiti dai nodi della struttura. Il confronto con l'intervento di isolamento (2.9) consente di osservare come quest'ultimo comporta diversamente un aumento degli spostamenti laterali totali ma riducendo il contenuto energetico.

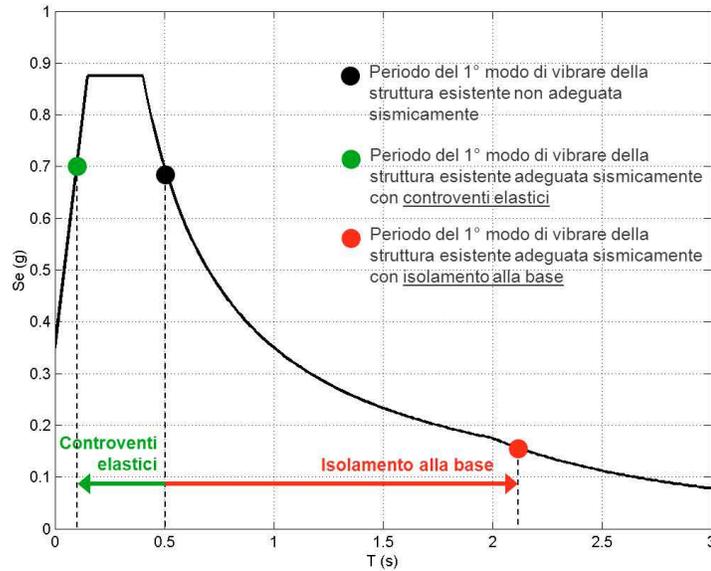


Figura 2.8: Ipotesi di intervento su spettro di risposta

Per poter ottenere una riduzione della domanda, non solo in termini di spostamento, è possibile introdurre **controventi dissipativi** costituiti da opportuni dispositivi atti a dissipare energia. Questi sistemi fanno in modo che l'aliquota maggiore della forza generata dall'azione sismica sia ricondotta sugli elementi più rigidi della struttura e, sfruttando le capacità dissipative di dispositivi ausiliari, sia associata ad una riduzione dell'entità sismica totale agente sulla struttura.

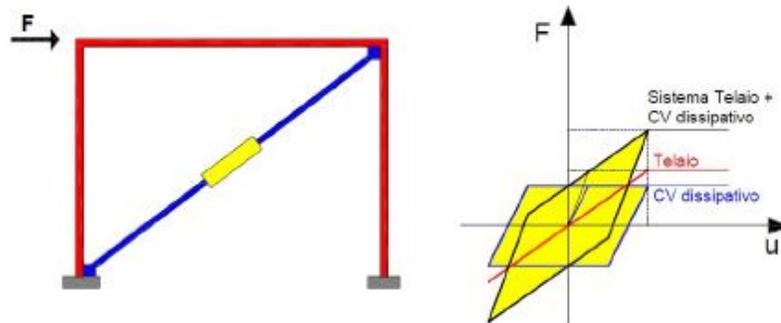


Figura 2.9: Comportamento controvento dissipativo

Tale intervento risulta essere consigliato per edifici esistenti a telaio in quanto permetterebbe di raggiungere un grado di sicurezza elevato, e dunque un adeguamento complessivo della struttura. Per le strutture intelaiate, la scelta di un sistema di controvento risulta applicabile mediante l'introduzione all'interno della maglia strutturale di controventi che fungono da supporto. Le fasi progettuali di sistemi controventanti dissipativi è assai complessa in quanto richiede un'attenzione elevata da parte del progettista sia ai dettagli costruttivi che alla valutazione delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi per ottenere le prestazioni desiderate in termini di dissipazione.

2.3 Interventi di tipo locale

Gli interventi che riguardano singoli elementi strutturali, quali travi, pilastri e nodi strutturali, rappresentano un differente approccio nel ripristino dei livelli di sicurezza di un edificio esistente. Questa tipologia ha come obiettivo ripristinare parti strutturali danneggiate, aumentare delle capacità resistenti di parti o più parti strutturali e impedire meccanismi di collasso, non modificando il comportamento globale. Tra gli interventi più comuni si ha:

- Incamiciatura in c.a.
- Incamiciatura in acciaio
- Rinforzi con metodo CAM
- Rinforzi con FRP

L'intervento di **incamiciatura in c.a.** è generalmente realizzato su pilastri e pareti al fine di migliorarne:

la capacità portante verticale

la resistenza a flessione e/o a taglio

la capacità in termini di deformazione

l'efficacia tra le giunzioni

La realizzazione di tale intervento prevede il ringrosso della sezione originaria, in genere l'efficacia risiede nell'incremento dimensionale di tutti i lati. La realizzazione comporta la rimozione dello strato di copriferro e dalla realizzazione di un nuovo strato di c.a. armato mediante armature longitudinali e trasversali, gettato in opera. Per la valutazione dell'incremento di resistenza si adottano delle ipotesi semplificative: elemento a comportamento monolitico; proprietà meccaniche del calcestruzzo estese all'intera sezione; carico assiale applicato alla nuova sezione. Ciò consente di considerare che la sezione resistente sia costituita dal nuovo materiale, adottando una riduzione dei valori resistenti di taglio e flessione del 10%.

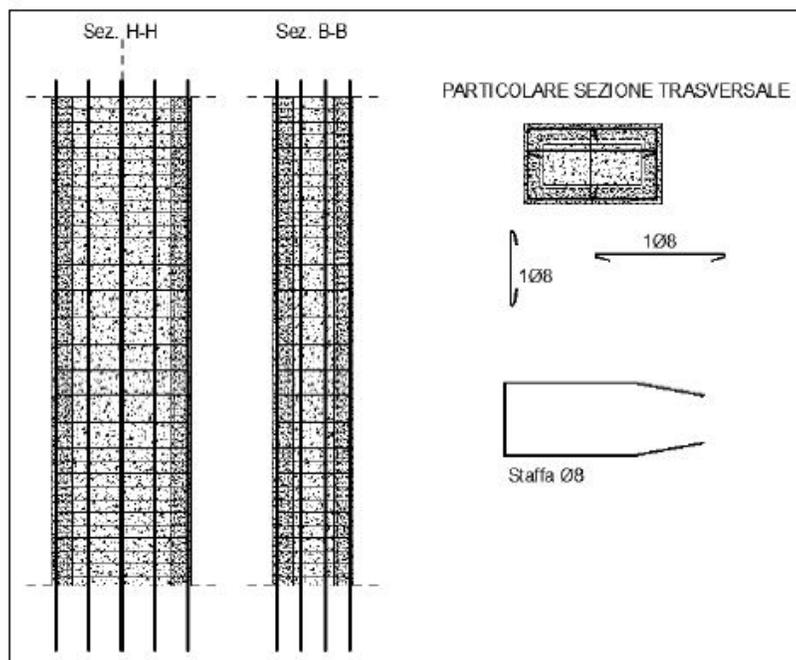


Figura 2.10: Intervento con camicia in c.a.

L'**incamiciatura in acciaio** si basa su caratteristiche assimilabili a quelle in c.a. Essa si realizza mediante angolari saldati a piatti trasversali resi aderenti alla struttura esistente mediante malta o resina epossidica. Il principio su cui si basa è la pretensione che si applica all'elemento strutturale, preriscaldando le bande in acciaio.

L'intervento produce un incremento di capacità portante verticale attraverso il confinamento e la resistenza a taglio. Per garantire un aumento in termini di resistenza a flessione è necessario progettare nel dettaglio l'ancoraggio tra gli angolari e gli elementi esterni.

Il **sistema CAM** nasce come evoluzione dell'intervento di incamiciatura per le strutture in muratura, ma poi applicato anche agli elementi in c.a. Esso si compone di profili presso-piegati ad "L" in acciaio, disposti agli angoli della sezione che, grazie alla scabrezza della superficie in cls interna, genera la connessione con la struttura esistente, mentre la superficie esterna è saldata a nastri in acciaio ad alta resistenza. Il funzionamento si basa sul confinamento dell'elemento e consente di

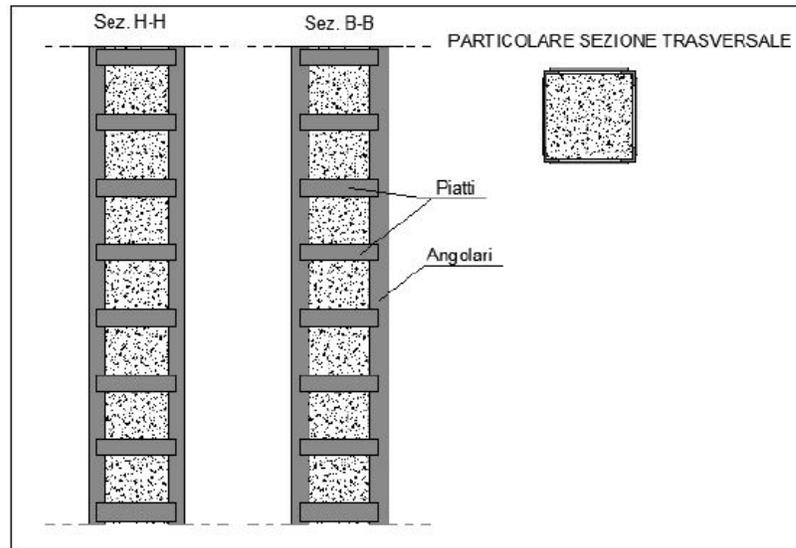


Figura 2.11: Intervento con incamiciatura in acciaio

migliorare la resistenza a taglio, a pressoflessione ed è applicabile anche all'intersezione trave-pilastro. Gli angolari esterni, se opportunamente connessi all'armatura longitudinali, contribuiscono alla risposta nei confronti del limite ultimo delle sezioni. Gli elementi a nastro effettuano il cerchiaggio lungo l'estensione dell'elemento e fungono da staffatura aggiuntiva. Il passo e la dimensione viene adeguatamente definito specialmente per il rinforzo a taglio degli elementi di trave. Per i nodi trave-pilastro quest' intervento risulta particolarmente indicato in quanto è possibile introdurre un piatto metallico in prossimità della parte più critica, da saldare agli angolari ed aggiungere al contributo dei nastri ad alta resistenza.

I **rinforzi** realizzati con **FRP** (Fiber Reinforced Polymers) sono realizzati con placaggi e fasciature da applicare alla sezione, in modo da intervenire principalmente sulla duttilità dell'elemento. Nell'arco degli ultimi due decenni sono state presentate differenti forme : lamine, barre, tessuti. Per il rinforzo di strutture esistenti l'applicazione più comune riguarda i tessuti che possono essere disposti in una o più direzioni. La famiglia degli FRP è formata dai principali tipi di polimeri: fibre di vetro (GFRP), fibre di carbonio (CFRP) e fibre aramidiche (AFRP). L'aspetto principale che caratterizza questa tipologia è la leggerezza, senza apportare un

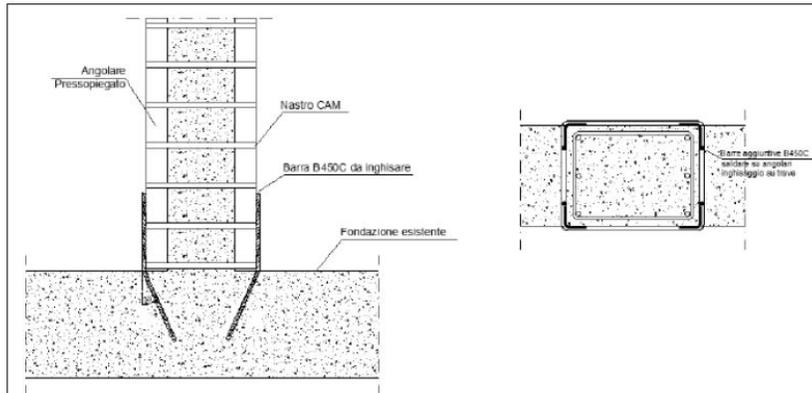


Figura 2.12: Intervento con sistema CAM

aumento di sezione per l'aggiunta di materiale, consentendo di raggiungere ugualmente elevate proprietà meccaniche. L'efficacia del sistema risiede nell'aderenza tra composito e calcestruzzo tale per cui in fase di progettazione è importante prestare particolare attenzione al meccanismo di delaminazione. Tale meccanismo di collasso è di tipo fragile per cui è necessario che vada evitato o ritardato.

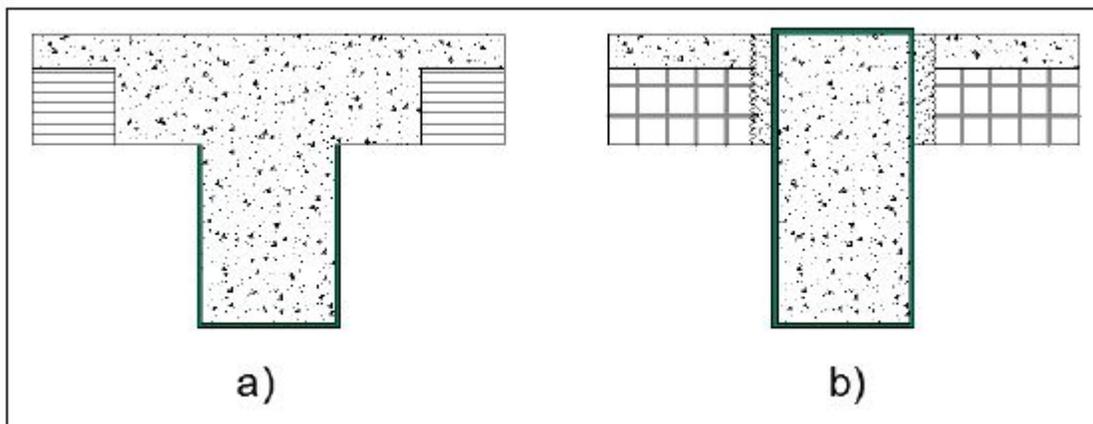


Figura 2.13: Intervento su travi con FRP

Capitolo 3

Interventi poco invasivi dall'esterno

3.1 Strategie di intervento

La scelta delle tecniche di intervento viene guidata da requisiti di sicurezza e durabilità delle strutture. Risulta necessario che l'individuazione delle azioni volte a ridurre la vulnerabilità degli edifici tenga conto dell'intero stato di conservazione nonché dell'obiettivo di salvaguardare il costruito senza snaturarne l'essenza.

In quest'ottica gli interventi risultano rivolti in primo luogo a singole parti del manufatto, limitando l'estensione ed il numero di elementi su cui intervenire. Tale visione però deve permettere di rispondere al soddisfacimento delle richieste in termini di domanda e capacità individuati dall'attuale quadro normativo.

Intervenire sull'esistente non può trascurare la diversificazione di fattori che incidono sulla stima finale in termini di sicurezza ma anche di adeguatezza dell'intervento stesso. In particolare la scelta è sempre più orientata verso un approccio sostenibile, che cerca di limitare la demolizione-sostituzione o demolizione-ricostruzione dei manufatti, specialmente se di carattere storico-architettonico rilevante. L'impatto sulla costruzione e i benefici che una tipologia comporterebbe rispetto ad una differente devono essere ponderati al fine di individuare la soluzione che permetta di rispondere a più obiettivi.

Un primo aspetto da considerare è l'*estensione* dell'intervento che può essere limitato ad una selezione di elementi in cui si ha o si ipotizza possa insorgere una

maggior criticità, o estesi all'intera struttura se si deve o si vuole modificare il comportamento globale.

Il *comportamento globale statico e dinamico* della struttura risulta essere uno tra i fattori principali. L'intervento può mantenere invariato il comportamento statico della struttura, modificarlo pur rispettando la medesima tipologia strutturale, o può modificare completamente la tipologia di funzionamento.

L'*invasività e reversibilità* rappresentano un fattore sempre più determinante nella scelta di un intervento, di fatti essi riguardano la permanenza dell'intervento, modificando in maniera permanente la struttura in ogni sua parte.

Il grado di conservazione che si riesce ad ottenere con un dato intervento definisce il fattore di *integrità architettonica* che guarda all'aspetto e alla tipologia del bene da salvaguardare.

La *durabilità e compatibilità dei materiali* è un fattore che consente di mantenere inalterato nel tempo l'obiettivo raggiunto e studia il rapporto tra le caratteristiche chimico fisiche di cui si compone il bene e di cui sarà composto a seguito dell'intervento.

Un ulteriore aspetto che non può essere trascurato è il *comfort dell'utente* della struttura, in cui non risulta sostenibile allontanare gli utenti dalla struttura per periodi prolungati, in special modo se si tratta di edifici residenziali, commerciali o uffici.

In funzione del *costo* dell'intervento è possibile individuare un rapporto tra il beneficio prodotto e l'effettiva necessità.

3.2 Tipologie di interventi poco invasivi

La filosofia che si sceglie di perseguire in questo lavoro di tesi va ad affiancare alle necessità dettate dagli aspetti tecnici, l'adozione di limiti imposti dal soddisfacimento di requisiti anche di tipo culturale.

Nell'ottica di sintesi delle osservazioni di ciascun fattore che influenza la strategia di intervento da seguire sono stati individuati, tra le tipologie di intervento esposte nel capitolo precedente, quelli che potessero rispondere principalmente ai criteri di **invasività** e **comfort dell'utente**. Per perseguire tali fattori si è ipotizzato di analizzare e studiare gli interventi che potessero essere realizzati unicamente dall'esterno.

Tra gli interventi di tipo globale, che mirano all'aumento del livello di sicurezza della struttura modificandone il comportamento globale si ha:

- isolamento sismico
- pareti in c.a.
- controventi elastici
- controventi dissipativi

La realizzazione dell'isolamento sismico prevede la disposizione dei dispositivi di isolamento alla base della struttura. La tecnologia necessaria ad attuare tale intervento comporta una discontinuità strutturale e un taglio degli elementi verticali dove si è ipotizzato di inserire i dispositivi, mediante martinetti che garantiscono la continuità del comportamento strutturale. Risulta dunque necessario intervenire su tutti gli elementi connessi alle fondazioni, richiedendo l'evaquazione del piano terreno e dei piani inferiori. In presenza di costruzioni adiacenti, essendo la sovrastruttura soggetta a maggiori spostamenti, risulta necessaria inoltre l'introduzione di giunti di separazione anche di notevole ampiezza, che potrebbero inficiare sull'efficacia in termini di costi/benefici.

Per quanto concerne la realizzazione di pareti in c.a., la scelta della disposizione

in prossimità delle pareti esterne comporterebbe un comportamento a mensola, di contrafforte, che si combina alla struttura intelaiata originale. Le pareti a taglio in c.a. richiedono continuità lungo l'altezza dell'edificio e connessione alle fondazioni, su cui risulta necessario un intervento specifico in quanto si andrebbe ad aumentare sensibilmente il momento flettente per cui sarebbero dimensionate. Dal punto di vista tecnico risulta necessaria la rimozione della tamponatura tra pilastri, in cui si realizzerà la parete, tale per cui questa tipologia risulterà ingombrante e limitante. Per la realizzazione di controventi tradizionali si adoperano profili in acciaio, la cui disposizione è generalmente localizzata all'esterno della struttura. Una soluzione in acciaio favorisce un rapporto resistenza/peso elevato, data la sua leggerezza e prefabbricabilità che consente di limitare i disagi di messa in opera nelle costruzioni esistenti, riducendo le operazioni svolte in cantiere. La scelta del tipo di controvento da inserire nella maglia strutturale è funzione di caratteristiche estetiche o architettoniche che possono condizionare la forma e il tipo di controvento. Per forma distinguiamo controventi concentrici in cui i diagonali in acciaio convergono nel nodo mentre i controventi eccentrici convergono negli elementi che compongono il telaio, trave o pilastro, in funzione che si tratti di controventi a "K" o a "V". L'invasività dei controventi dissipativi è la medesima dei controventi in acciaio in quanto essi comportano l'introduzione di elementi dissipativi aggiuntivi disposti sui controventi metallici.



(a) *Intervento con controventi metallici*



(b) *Intervento con controventi dissipativi*

Il mercato attuale ha sviluppato delle tecnologie di intervento dall'esterno innovative, che vada a ripristinare e/o aumentare le capacità del manufatto esistente nei confronti del sisma . Queste tipologie di intervento attribuiscono completamente la risposta al sisma alla struttura esterna aggiuntiva che si sostituisce allo scheletro interno della costruzione esistente. Due tipologie del medesimo approccio risultano:

- Cappotto sismico Ecosism
- Sismacoat

Il **Cappotto sismico** è una soluzione tecnologica che mira ad intervenire su prestazioni sismiche ed energetiche, degli edifici esistenti, secondo le attuali normative. Tale sistema si compone di una nuova "pelle" sismo-resistente, realizzata da una lastra sottile in calcestruzzo armato gettata in opera e da due strati di materiale isolante all'interno. La struttura esterna viene resa solidale a quella esistente mediante opportuni ancoraggi disposti alle fondazione e ai cordoli di piano. Il funzionamento è di tipo scatolare, per cui l'applicazione è attuata all'intero esterno dell'edificio. Il comportamento a flessione della lastra può essere migliorato mediante la realizzazione di nervature di rinforzo orizzontali e verticale, inoltre la presenza di una maglia in acciaio zincato consente di disporre dell'isolante già pre-assemblato

e di effettuare uno strato di intonaco di finitura.

La progettazione dell'intervento è funzione di una preventiva fase di rilievo in cui si individuano le caratteristiche geometriche e strutturali di cui tener conto.

La soluzione non invasiva **SismaCoat** consiste in un rinforzo realizzabile sulle facciate esterne dell'edificio oggetto di intervento. Esso consente di raggiungere maggiori livelli prestazionali sia nei confronti della sicurezza strutturale che nei confronti dell'aspetto energetico. Il sistema si realizza mediante l'uso di pannelli isolanti e lastra in cemento armato. Il funzionamento è di tipo scatolare per cui anch'esso va applicato all'intera estensione delle facciate. L'aspetto aggiuntivo risiede nella possibilità di realizzare un'intercapedine di spessore opportuno, al fine di inserire una maglia strutturale in acciaio, che collegata alla struttura principale, vada ad incrementare la capacità della struttura, dove necessario, riempita da un getto di calcestruzzo.



Figura 3.1: Geniale cappotto sismico

Una differente tipologia di intervento non invasivo presente sul mercato si basa sull'applicazione di una massa inerziale movimentata da meccanismi idraulici e automatizzati dall'algoritmo ISAAC.

I-Pro 1 è la prima tecnologia attiva intelligente per la protezione sismica di edifici esistenti. Installando sul tetto della fabbricato I-Pro 1 esso identifica la struttura dell'edificio e la protegge in totale autonomia in caso di sisma. I-Pro 1 riduce al minimo l'oscillazione della costruzione in caso di terremoto grazie ad un significativo effetto di smorzamento, esercitando un'importante quantità di forze sul tetto dell'edificio. Il suo funzionamento si basa su sensori di movimento disposti sulle pareti dell'edificio che registrano il moto dell'edificio, calcolando in tempo reale la quantità di forze che deve erogare sulla costruzione per ridurre al minimo i danni ed evitarne il crollo.

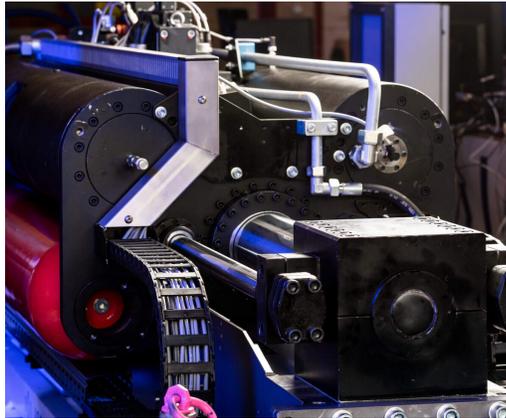


Figura 3.2: Strumento I-Pro 1

Capitolo 4

Caso studio: Grattacielo Solferino

4.1 Descrizione e caratterizzazione della struttura

La struttura oggetto di studio è l'edificio "Grattacielo Solferino" ubicato nel comune di Torino, sito a Via Pietro Micca 4 ad angolo tra piazza Solferino e Via Santa Teresa. Esso rappresenta un importante elemento architettonico dello skyline di Torino, ben integrato nel contesto storico urbano. L'edificio fu progettato nel 1949 dall'architetto Gualtiero Casalegno e realizzato nel 1951, in cui è certificata la fase di collaudo, ciò consente di allocare temporalmente l'edificio nel 1950. La normativa di riferimento risulta il Regio Decreto 1939, in cui si era ben lontani dai concetti di sismicità e dinamica delle strutture. Questo definisce il primo aspetto considerato nel presente lavoro di tesi: progettare il consolidamento sismico della struttura mediante intervento di miglioramento .

Il secondo aspetto fondamentale che si è osservato è l'utenza dell'edificio. Esso risulta essere sia ad uso residenziale che commerciale, avente negozi al primo piano ed uffici ai piani superiori. Tale considerazione ha permesso di voler sviluppare il progetto in modo da evitare l'abbandono dello stabile, limitando quanto possibile il disagio all'utente.

La superficie in pianta dell'edificio è di circa 410 mq. Dalle immagini seguenti di planimetria è possibile osservare la presenza di due edifici adiacenti, aspetto che sarà poi preso in considerazione nello svolgimento dell'elaborato. L'estensione in altezza è di circa 54 m , suddiviso in 16 piani fuori terra. Il primo piano ha un'altezza di interpiano maggiore, di circa 4.1 m mentre il secondo piano è caratterizzato

da un'altezza ridotta a 3 metri. I piani superiori hanno un'altezza di interpiano costante pari a 3.35 m. Inoltre l'edificio presenta una galleria a doppia altezza, in cui è disposto l'ingresso, come è visibile nell'immagine seguente.



(a) *Grattacielo Solferino*



(b) *Galleria*

Dai documenti originali è stato possibile individuare la disposizione e la geometria degli elementi strutturali. Risulta di fatti che la struttura sia stata realizzata mediante sistema resistente a telaio multipiano e idealmente risulta divisibile in 3 parti. La prima parte, raffigurata in giallo nella figura (4.2) è costituita da telai longitudinali, la seconda (in verde) con telai nella direzione trasversale e la terza parte (in rosso) con telai nella direzione parallela alla facciata ovest del fabbricato. I pilastri appartenenti alla prima area presentano dimensioni maggiori, mentre le sezioni risultano minori per i restanti elementi. Si osserva inoltre la variazione dell'interasse tra le campate che risulta essere minore nell'area rossa e verde, e maggiore nell'area gialla. Nell'immagine seguente è riportata la pianta del piano tipo in cui leggere tale suddivisione e la disposizione dei pilastri.



Figura 4.1: Pianta piano tipo originale

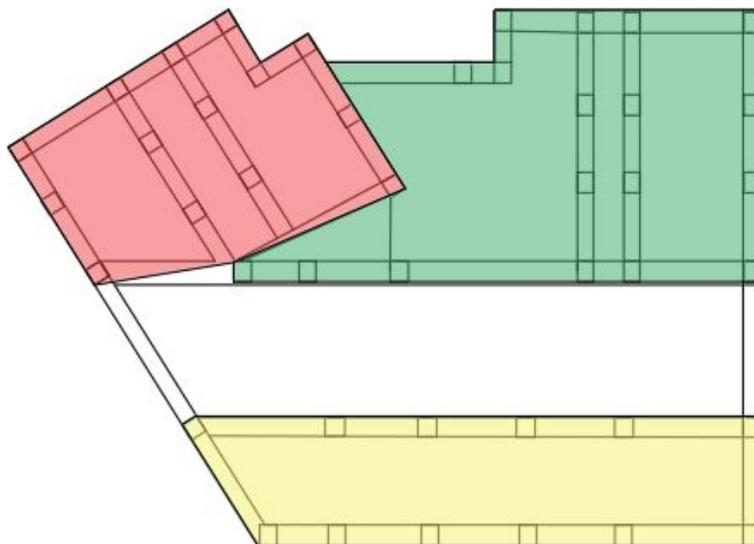


Figura 4.2: Pianta piano tipo con suddivisione

L'orditura dei solai segue la disposizione dei telai, in conformità con quanto descritto in precedenza. Essi risultano realizzati in latero-cemento, con due travetti per metro, con interasse di 50 cm, base 10 cm e altezza 20 cm, che scaricano sulle travi costituenti i telai. I solai presentano uno spessore di 24 cm con 4 cm di soletta e laterizi di dimensioni 40x50x20. Tale tipologia strutturale consente di validare l'ipotesi di impalcato rigido che permetterà una semplificazione nell'analisi del modello, trascurando la deformabilità dei solai. Le travi risultano principalmente contenute nel solaio e hanno dimensioni variabili. Si riporta uno stralcio delle tavole di carpenteria in cui è rappresentata la disposizione delle travi e il dettaglio delle sezioni dei solai.



Figura 4.3: Sezione tipo solaio e travi

4.2 Valutazione della sicurezza

Come descritto nei capitoli precedenti, la valutazione della sicurezza prevede un'analisi storico-critica dell'edificio, al fine di individuare la storia progettuale e le modifiche subite dalla costruzione in esame, attraverso la documentazione disponibile, il rilievo visivo e le indagini conoscitive. Questo consente di disporre delle informazioni necessarie ad identificare il comportamento strutturale dell'intero organismo.

Nel presente lavoro, a causa dell'impossibilità di definire un piano di indagini conoscitive, si è fatto affidamento alle informazioni contenute nella documentazione ufficiale individuata, oltre che osservazioni sulle tecniche comuni dell'epoca di realizzazione del fabbricato per la realizzazione dello stato dell'arte.

Per quanto concerne la caratterizzazione meccanica dei materiali, sono stati adottati i valori riportati nelle tavole di carpenteria allegate alla documentazione ufficiale. Tali valori risultano coerenti con le proprietà dei materiali dell'epoca antecedente gli anni '50. I materiali adoperati risultano essere:

Cemento normale (A200) con resistenza minima a trazione 26 Kg/cm^3 e resistenza minima a compressione di 380 Kg/cm^3 a 7 gg di stagionatura;

Acciaio dolce (ferro omogeneo) con resistenza a rottura $42\text{-}50 \text{ Kg/mm}^3$ e snervamento superiore a 23 Kg/mm^3

In base ai rilievi, alle proprietà meccaniche e all'estensione della struttura in esame si è assunto un livello di conoscenza LC1 con fattore di confidenza $F_c=1,35$, secondo quanto definito dalle NTC2018.

4.3 Modellazione

Terminata la conoscenza del fabbricato mediante le fasi precedentemente descritte, si è passati alla modellazione dell'edificio nelle tre dimensioni. Questo step risulta fondamentale per riprodurre l'edificio quanto più prossimo alla realtà. L'utilizzo di un modello di calcolo consente di :

- considerare la struttura nelle tre dimensioni
- valutare la distribuzione delle masse
- valutare la distribuzione delle rigidità

Il modello è stato realizzato mediante il software di calcolo SAP2000 distribuito da C.S.I. I dati di input richiesti riguardano la definizione dei materiali, la definizione delle sezioni e dei parametri sismici.

Gli elementi verticali ed orizzontali, quali travi e pilastri, sono stati modellati mediante elementi *beam*, a cui è stata assegnata la sezione individuata attraverso le tavole di carpenteria. I solai e il setto presente sono stati modellati mediante elementi *shell*. Le fondazioni non sono state modellate e la struttura è stata ipotizzata connessa al terreno mediante vincoli di incastro alla base.

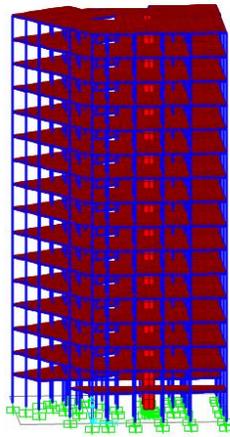


Figura 4.4: Modello su SAP2000

Particolare attenzione è stata posta alla modellazione dei solai al fine di associare alle aree una distribuzione dei carichi che sia a singola orditura, simulando il comportamento dei travetti. Per inserire tale aspetto all'interno del modello è stato modellato un solaio "equivalente" modificando la massa e l'inerzia come riportato nell'immagine seguente. Il piano rigido è garantito attribuendo ai nodi di ciascun piano un vincolo di diaframma.

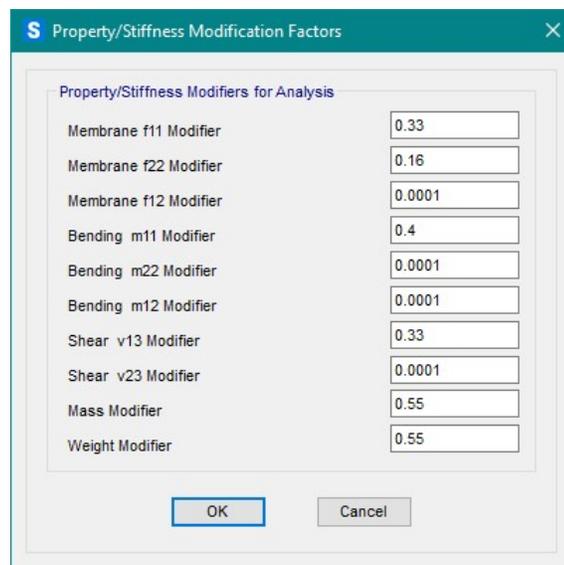


Figura 4.5: Parametri solaio

I carichi agenti sulla struttura sono definiti, in accordo alle Norme Tecniche, in :

Peso proprio: calcolato in maniera automatica dal software per ciascun elemento strutturale, a partire dalla sezione e dal materiale

- Carico permanente: adottando il valore utilizzato nel calcolo originale, $G1= 1$ kN/m
- Carico variabile: adottando il valore utilizzato nel calcolo originale $G2= 2$ kN/m
- Azione sismica: determinata in base allo spettro di progetto

I parametri sismici adottati per la determinazione dell'azione sismica sono:

- Coordinate del sito
- vita nominale
- classe d'uso
- coefficiente d'uso
- vita di riferimento
- categoria di sottosuolo
- categoria topografica

Essi sono stati presi in considerazione nel software inserendo la funzione attraverso le coordinate del sito. I dati sono stati inseriti per definire lo seguente:

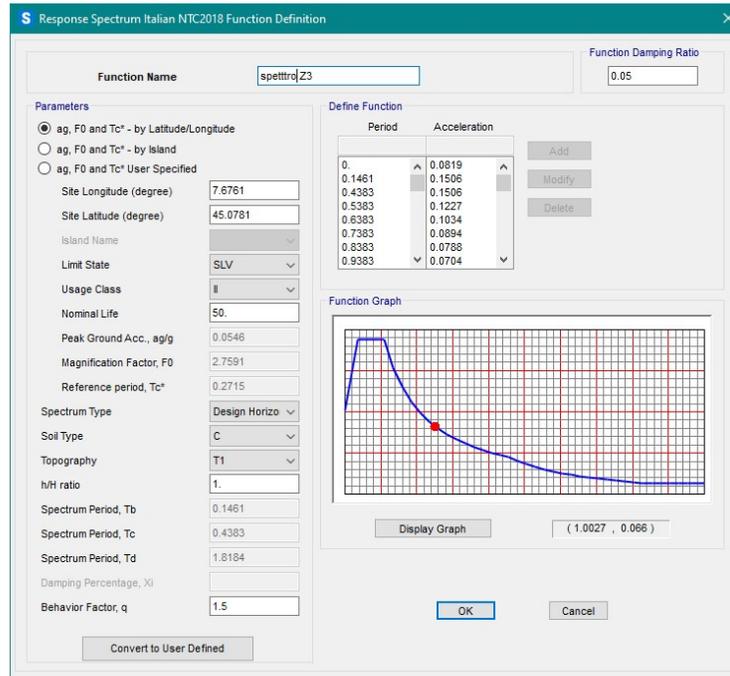


Figura 4.6: Spettro generato dal software

Essendo la struttura considerata non dissipativa, data l'assenza dei dettagli costruttivi atti a far sviluppare l'energia dissipata dalla struttura, si è adottato un fattore di struttura q pari a 1,5.

4.4 Analisi sismica in zona3

Definita l'azione sismica da considerare sul modello della struttura, si è proceduto con l'individuazione del livello di sicurezza di quest'ultima, valutando la capacità della struttura nei confronti degli attuali livelli di sicurezza proposti dalle NTC18. Questa procedura ha come scopo l'individuazione dello stato della struttura al momento dell'analisi che può avere un livello di sicurezza adeguato, senza attuare interventi migliorativi; inadeguato, senza attuare interventi ma limitando o modificando l'uso della costruzione (cambio di destinazione d'uso, declassamento); inadeguato e valutando interventi di miglioramento e/o adeguamento sismico.

Le caratteristiche dell'edificio e le eventualità individuate nelle fasi di valutazione della vulnerabilità sismica, come definito nei capitoli precedenti, risultano essere

fondamentali per una corretta analisi e verifica della struttura allo stato di fatto. Le conseguenze sulla struttura saranno tanto maggiori quanto più un edificio è vulnerabile. L'indice di vulnerabilità sismica è un indicatore di tale condizione ed è definito dalla relazione tra capacità resistente e richiesta di resistenza. Nel presente lavoro, sulla base del grado di conoscenza della struttura precedentemente descritto, si è svolta la verifica nei confronti dello Stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

Le osservazioni riguardanti la risposta della struttura nei confronti dell'azione sismica sono state effettuate sulla base di un'analisi dinamica lineare. La scelta di questo tipo di analisi è vincolata al livello di conoscenza LC1. Essa prende in considerazione le caratteristiche dinamiche dell'edificio, mediante l'analisi modale. Quest'ultima individua i modi propri di vibrare della struttura. I modi di vibrare rappresentano una caratteristica propria della struttura, di fatti sono indipendenti dalla forzante sismica, ciascuno caratterizzato da un periodo proprio di oscillazione T e da una forma modale. Le configurazioni deformate della struttura, e conseguentemente lo stato di sollecitazione, vengono individuate come combinazione di più deformate modali. Le NTC suggeriscono di considerare tutti i modi di vibrare con massa superiore al 5% e un numero di modi che definisce una massa superiore all'85%.

Di seguito sono riportati i risultati dell'analisi modale restituiti dal software per i modi di vibrare che raggiungano massa partecipante superiore all'85%. Nelle figure si riportano le forme modali principali, relative ai primi tre modi di vibrare.

	T(sec)	UX	UY	RZ	SummUX	SummUY
modo1	1,00	57%	19%	2%	57%	19%
modo2	0,96	15%	53%	9%	73%	72%
modo3	0,84	6%	3%	68%	79%	75%
modo4	0,31	10%	0%	1%	89%	75%
modo5	0,29	0%	9%	3%	89%	84%
modo6	0,26	1%	4%	7%	90%	89%
modo7	0,17	4%	0%	0%	93%	89%
modo8	0,16	0%	2%	2%	94%	90%
modo9	0,15	0%	1%	0%	94%	91%
modo10	0,14	0%	3%	2%	94%	93%
modo11	0,11	2%	0%	0%	96%	93%
modo12	0,11	0%	0%	1%	96%	94%
modo13	0,10	0%	1%	0%	96%	95%
modo14	0,09	0%	1%	1%	96%	96%
modo15	0,08	0%	0%	0%	96%	96%
modo16	0,08	1%	0%	0%	97%	96%
modo17	0,07	0%	0%	1%	97%	96%
modo18	0,07	0%	1%	0%	97%	97%
modo19	0,06	0%	0%	1%	97%	97%
modo20	0,06	0%	0%	0%	97%	97%

Figura 4.7: Tabella analisi modale

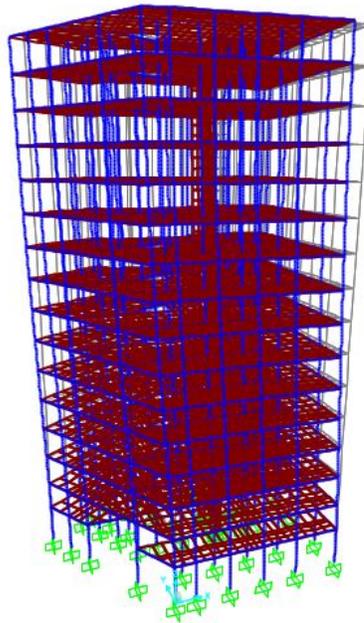


Figura 4.8: Primo modo di vibrare

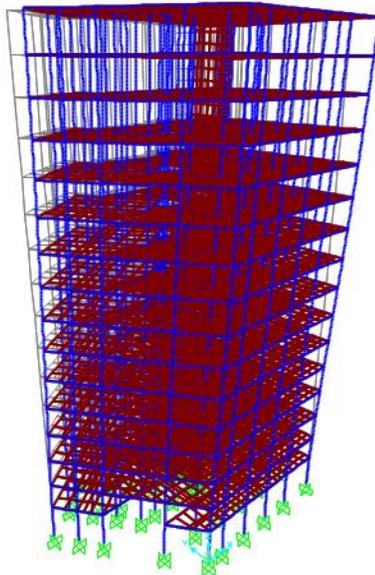


Figura 4.9: Secondo modo di vibrare

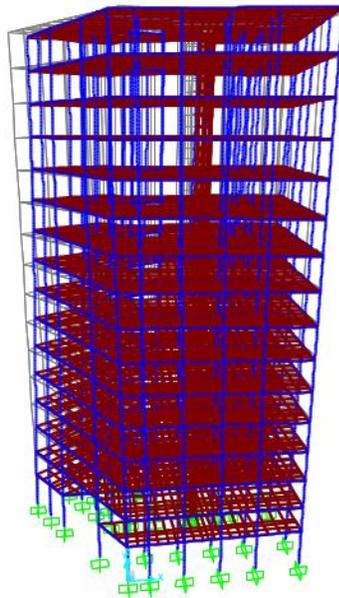


Figura 4.10: Terzo modo di vibrare

La determinazione del coefficiente di vulnerabilità della struttura è avvenuta confrontando le sollecitazioni dei soli pilastri alla base, in quanto ritenuta la comparazione più significativa e rappresentativa dell'aumento del livello di sicurezza strutturale.

Essendo i pilastri caratterizzati da sezioni variabili, si è adoperato un calcolo elastico delle tensioni al lembo inferiore e superiore per valutare il grado di sollecitazione. Questo calcolo è stato adottato come criterio per individuare per ciascuna sezione il pilastro più sollecitato su cui sono state svolte le verifiche a presso-flessione deviata mediante il software VCA.slu del prof. Gherzi.

La verifica è stata svolta adottando i materiali scontati attraverso il fattore di confidenza FC1.

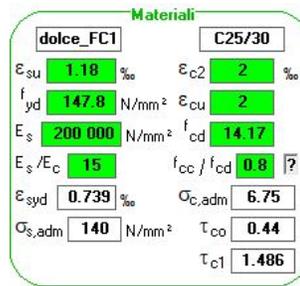


Figura 4.11: Caratteristiche materiali VCA.slu

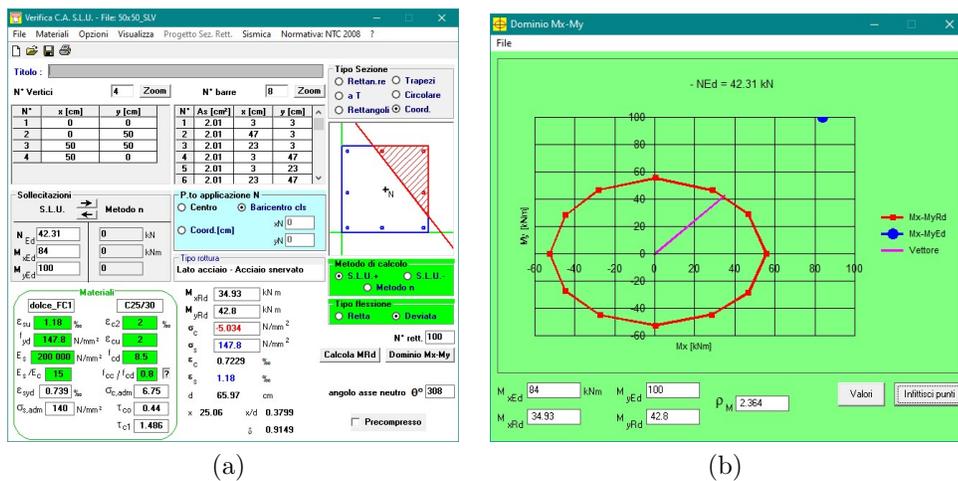


Figura 4.12: Esempio per Sezione 50x50

Si è osservato l'andamento delle sollecitazioni per lo stato limite SLV in X e in Y. Sono stati individuati i valori massimi registrati per ciascuna sezione.

Verifica a presso-flessione

Elemento	Sezione	P	Med,x	Med,y	Med/Mrd
P10	60X64	-1049	67,9	155,6	0,7
P2	60X66	-1101	103,1	161,5	0,8
P27	60X50	-491,2	100,8	55,4	0,93
P25	50X50	-352,3	42,1	52,5	0,61
P28	60X58	-527	95,2	97,3	0,87
P26	60X58	-601	99,3	92,2	0,85
P37	60X60	-920	63,7	103,6	0,59
P22	60X50	-934,2	75,8	87,1	0,94
P35	64X62	-984,9	93,9	119,7	0,69
P5	64X64	-754	57,7	168,9	0,77
P11	68X62	-1613	100,6	141,5	0,67
P31	68X68	-2262	79,1	185,9	0,63

Figura 4.13: Tabella riassuntiva Med/Mrd

Verifica a taglio

Elemento	Sezione	Ved,x	Ved,y	Ved<Vrd
P10	60X64	30,986	11,371	OK
P2	60X66	31,656	20,496	OK
P27	60X50	14,702	19,838	OK
P25	50X50	10,571	9,187	OK
P28	60X58	24,627	24,704	OK
P26	60X58	18,762	20,397	OK
P37	60X60	24,172	17,848	OK
P22	60X50	17,613	16,903	OK
P35	64X62	32,006	9,017	OK
P5	64X64	35,259	7,653	OK
P11	68X62	26,887	19,661	OK
P31	68X68	34,577	11,842	OK

Figura 4.14: Tabella riassuntiva verifica a taglio

4.5 Analisi sismica in zona1

Considerando la struttura oggetto di studio come rappresentativa di una modalità di progettazione rispondente a criteri e modelli che non prevedevano la zonizzazione del territorio, si è voluto indagare come la medesima struttura avrebbe risposto ad accelerazioni sismiche maggiori. Si è quindi ipotizzato di considerare la struttura nella zona sismica a più alta pericolosità (zona 1).

La differente pericolosità sismica si traduce in differenti parametri sismici da inserire nel medesimo modello. In questo caso la struttura è stata ipotizzata presso L' Aquila, considerando i parametri e lo spettro di risposta seguente:

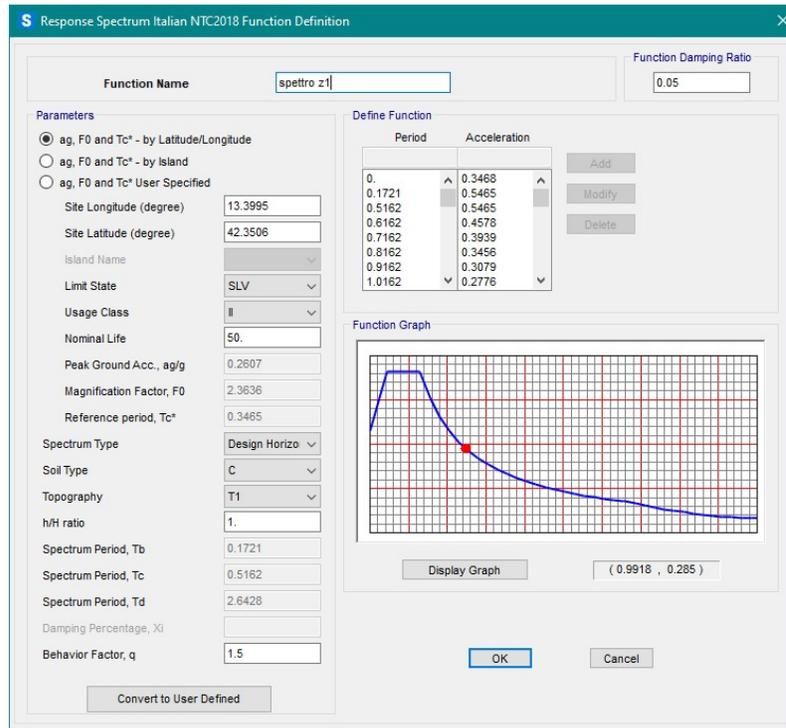


Figura 4.15: Spettro generato dal software

Allo stesso modo, l'analisi adoperata per la valutazione della risposta all'azione sismica della struttura è un'analisi dinamica lineare, analizzando gli aspetti precedentemente esposti. Le forme modali risultano invariate in quanto non sono funzione dell'azione sismica ma propri della struttura, tale per cui i valori modali risultano i medesimi della struttura considerata in zona3.

Ai fini della valutazione dell'indice di vulnerabilità della struttura sono stati osservati i pilastri alla base. Per ciascuna sezione è stato individuato il pilastro più sollecitato su cui sono state svolte le verifiche a presso-flessione deviata mediante il software VCA.slu del prof. Gherzi. I materiali adoperato risultano equivalenti alla struttura in zona3. Di seguito si riportano le verifiche degli elementi più sollecitati, divisi per sezione.

Per quanto concerne i diagrammi di taglio invece, si presenta di seguito l'andamento delle sollecitazioni per lo stato limite SLV in X e in Y. Sono stati individuati i valori di taglio massimo registrati per ciascuna sezione.

Verifica a presso-flessione

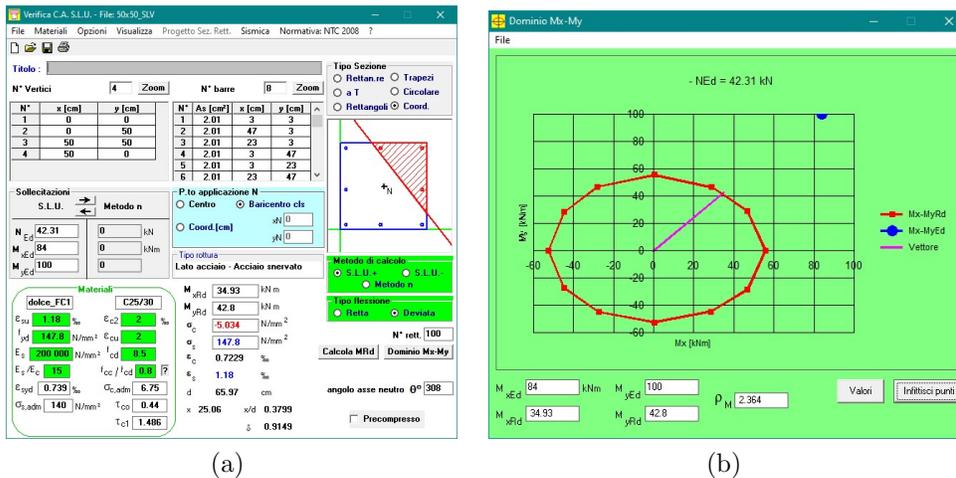


Figura 4.16: Esempio per Sezione 50x50

Elemento	Sezione	P	Med,x	Med,y	Med/Mrd
P5	64X64	-230,7	129,5	337,7	2,316
P2	60X66	-906,2	193,8	291,0	1,678
P10	60X64	-835,5	142,4	304,8	1,554
P26	60X58	-362,6	175,9	162,3	2,64
P27	60X50	-332,0	164,7	109,2	1,963
P28	60X58	-948,5	198,0	180,3	1,397
P37	60X60	-562,6	118,3	210,9	1,468
P35	64X62	-766,6	124,7	267,7	1,506
P11	68X62	-1361,1	202,3	278,1	1,334
P25	50X50	-326,6	78,3	87,7	2,364
P22	60X50	-1217,7	134,0	123,2	1,139
P31	68X68	-2299,5	144,4	369,2	1,228

Figura 4.17: Tavella riassuntiva Med/Mrd

Verifica a taglio

Elemento	Sezione	Ved,x	Ved,y	Ved<Vrd
P5	64X64	70,021	22,526	OK
P2	60X66	61,688	39,227	OK
P10	60X64	57,816	26,669	OK
P26	60X58	35,136	38,393	OK
P27	60X50	26,317	37,114	OK
P28	60X58	45,673	48,017	OK
P37	60X60	50,629	30,033	OK
P35	64X62	64,599	20,424	OK
P11	68X62	50,338	39,007	OK
P25	50X50	19,034	17,614	OK
P22	60X50	33,732	32,479	OK
P31	68X68	68,471	24,817	OK

Figura 4.18: Tavella riassuntiva verifica a taglio

Capitolo 5

Intervento di miglioramento

5.1 Tipologie di intervento proposte

La procedura per la scelta della tipologia di intervento adoperabile per il raggiungimento di un maggiore livello di sicurezza della struttura precedentemente presentata in zona1 ha richiesto l'osservazione dei limiti progettuali di operabilità. Risulta di fatti essenziale comprendere quale tra le tipologie esistenti permetta il raggiungimento delle prestazioni individuate. L'obiettivo è di ricercare il grado di miglioramento raggiungibile limitando le operazioni all'esterno del fabbricato, in particolar modo ai pilastri disposti lungo le facciate accessibili. Tale aspetto, combinato con l'accurata conoscenza delle tipologie di intervento tradizionali, ha diretto l'attenzione all'irrigidimento della struttura mediante sistemi di controvento metallici. Nel processo di valutazione preliminare si è voluto individuare quale tra differenti disposizioni dei controventi potesse essere più efficace.

La prima tipologia prevede la realizzazione di una struttura a telaio in acciaio che fosse estesa a tutte le maglie esterne al fine di rispondere ai criteri architettonici, non sacrificando alcuna apertura. La realizzazione del telaio in acciaio è stata ideata disponendo sia elementi verticali che un traverso orizzontale che consentisse la trasmissione dei carichi e fungesse da sostegno per i solai.

L'introduzione all'interno del modello tridimensionale si è svolta mediante elementi beam con sezione preliminare di 200HEB in acciaio S355. Essi sono stati disposti ad una distanza tale da tener conto della reale posizione degli elementi. Ai nodi è stato associato un constraints body per far lavorare i tre nodi come nodo unico e il vincolo di diaphragm per far sì che la distribuzione dei carichi proseguisse nei telai secondo l'ipotesi di piano rigido. I pilastri esistenti esterni sono stati svincolati per

far si che il sistema resistente all'azione sismica fosse unicamente il telaio in acciaio, essi continuano a portare in questo modo i carichi verticali.

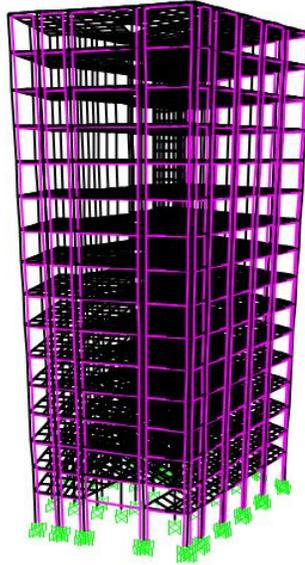


Figura 5.1: Modello con Telaio in acciaio

Gli elementi risultano sollecitati a taglio, momento flettente e sforzo assiale. Essendo profili in acciaio rispondono bene a trazione ma soffrono il carico di punta: risulta quindi necessario associare alla verifica di resistenza anche la verifica di stabilità. Essa è stata eseguita per l'elemento più sollecitato.

Verifica a Trazione-Compressione

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad (5.1)$$

in cui:

N_{Ed} azione assiale di calcolo

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd},$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (5.2)$$

A sezione lorda

f_{yk} tensione caratteristica di snervamento

γ_{M0} coefficiente di sicurezza

per HE200B:

$$N_{Ed} = 543 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = 1546,1 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = 0,32$$

Verifica a Flessione retta

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad (5.3)$$

in cui:

M_{Ed} azione assiale di calcolo

$$M_{t,Rd} = M_{pl,Rd},$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (5.4)$$

W_{pl} modulo resistente plastico

f_{yk} tensione caratteristica di snervamento

γ_{M0} coefficiente di sicurezza

per HE200B:

$$M_{Ed} = 84 \text{ kNm}$$

$$M_{c,Rd} = 96,13 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = 0,83$$

Verifica di Stabilità a carico di punta

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad (5.5)$$

in cui:

N_{Ed} azione assiale di calcolo

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad (5.6)$$

- A sezione lorda;
- f_{yk} tensione caratteristica di snervamento;
- γ_{M1} coefficiente di sicurezza;
- χ coefficiente che dipende dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato;

per HE200B:

$$N_{Ed} = 543 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd} = 1057,48 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0,47$$

Si è osservato poi l'andamento delle sollecitazioni sui pilastri interni, che consentisse di valutare in maniera qualitativa l'efficacia del sistema. Si è scelto di incrementare la sezione utilizzando HE400B, sebbene questo comportasse un sovradimensionamento, per irrigidire maggiormente gli elementi esterni.

La seconda tipologia analizzata prevede la disposizione di controventi concentrici a "X" anche detti "a croce di Sant'Andrea", disponendo due controventi per ciascuna facciata accessibile. La scelta del posizionamento degli elementi di controventi è funzione della geometria della struttura. Sebbene tale tipologia comporterebbe la chiusura di apertura, si è scelto di valutare l'aumento di rigidezza che avrebbe comportato, introducendo un irrigidimento localizzato ai controventi esterni. Il funzionamento del sistema a diagonale tesa è funzione dello snervamento delle diagonali tese, che deve anticipare il danneggiamento o la crisi delle membrature e dei collegamenti. Le procedure di progettazione proposte dalla normativa sono condizionate dai limiti di snellezza adimensionale delle diagonali. I profili adoperabili sono vari, e bisogna far riferimento all'inerzia nelle due direzioni. In questo caso si è scelto di utilizzare un profilo circolare cavo. Il dimensionamento dell'elemento segue un processo iterativo che ha portato all'adozione di un profilo circolare cavo di dimensioni

276x6.3.

L'introduzione all'interno del modello tridimensionale si è svolta mediante elementi beam con sezione preliminare della sola diagonale tesa. Essi sono stati svincolati ai nodi in modo da essere soggetti unicamente a sforzo assiale.

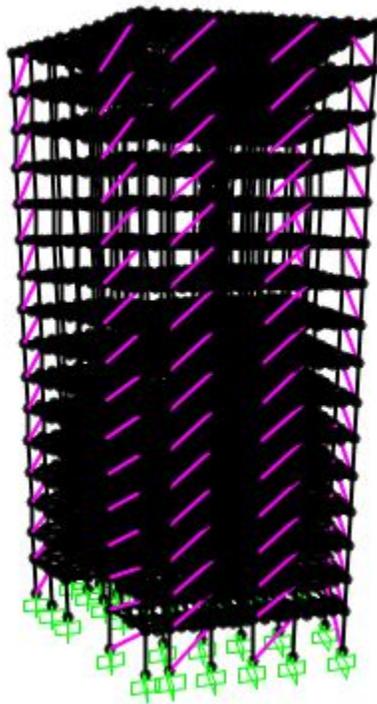


Figura 5.2: Modello con Controventi a "X"

Gli elementi diagonali risultano sollecitati a sforzo assiale, gli elementi del telaio in c.a. in cui sono stati disposti i diagonali risultano maggiormente sollecitati. Essi devono essere soggetti a rinforzo di tipo locale.

La terza tipologia prevede la realizzazione di controventi diagonali estesi a tutta la superficie delle facciate accessibili. L'incremento di rigidità di tale tipologia è funzione dell'estensione dei controventi e avrebbe consentito la chiusura di una sola apertura per facciata.

Il sistema di funzionamento vede le diagonali soggette sia a trazione che compressione, ma l'effetto è dato considerando una mega-controventatura.

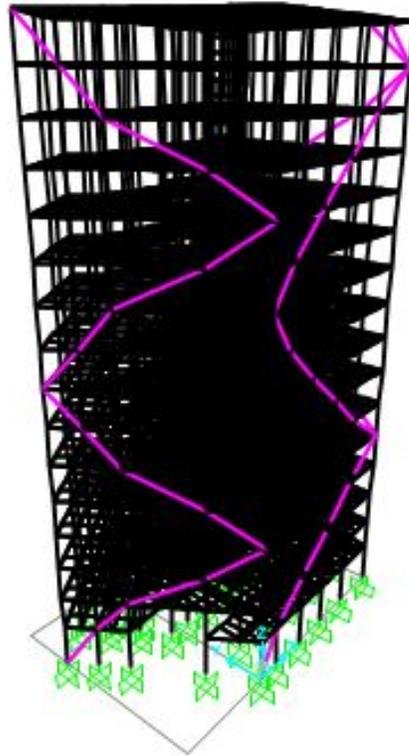


Figura 5.3: Modello con Controventi estesi

La quarta tipologia ha previsto l'unione della prima e della seconda tipologia, disponendo i controventi concentrati nella medesima posizione ma all'interno di un telaio in acciaio irrigidente. Questo ha permesso di disporre i controventi lungo l'altezza dell'edificio ma lasciando accessibili le aperture al piano terreno. Il modello è stato realizzato introducendo un telaio in acciaio mediante elementi beam connesso con **constraints** body mentre i diagonali sono stati svincolati agli estremi.

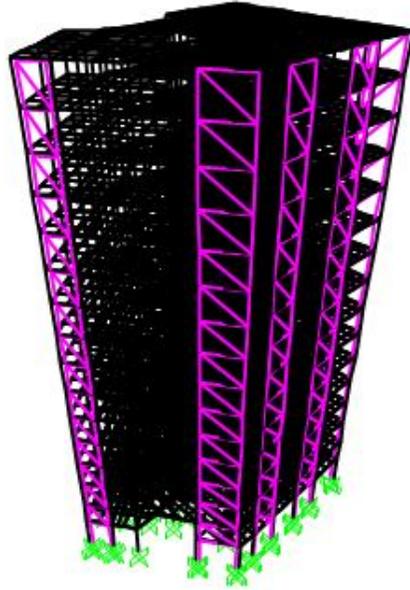


Figura 5.4: Modello con Controventi a "X" e Telaio in acciaio

Le sezioni adoperate risultano le medesime individuate nei modelli precedenti, per le membrature (travi e pilastri) HE400B e per i diagonali profilo circolare cavo 256x6.3.

5.2 Confronto tra gli interventi di miglioramento

Il confronto tra le variazioni proposte risulta essere delicato, in quanto in linee generali rispondono agli stessi criteri di progettazione ma con piccole variazioni di cui valutare l'efficacia, mirando ad ottenere la maggiore efficienza antisismica e il minore livello di invasività. Una semplificazione per la scelta dell'intervento più adatto è stata possibile individuando dei parametri su cui effettuare un confronto:

- Risultante dell'azione sismica
- Taglio assorbito dai pilastri interni
- Massa sollecitata dai modi principali di vibrare

Ai fini di identificare la portata delle sollecitazioni a cui la struttura è soggetta, sono stati calcolati i tagli alla base, rappresentativi della somma delle azioni orizzontali. In misura cautelare è stato considerato il taglio assorbito dai pilastri del piano base dell'edificio nelle due direzioni principali, in cui T_x è il taglio definito per $SLVX$ e T_y è il taglio definito per $SLVY$.

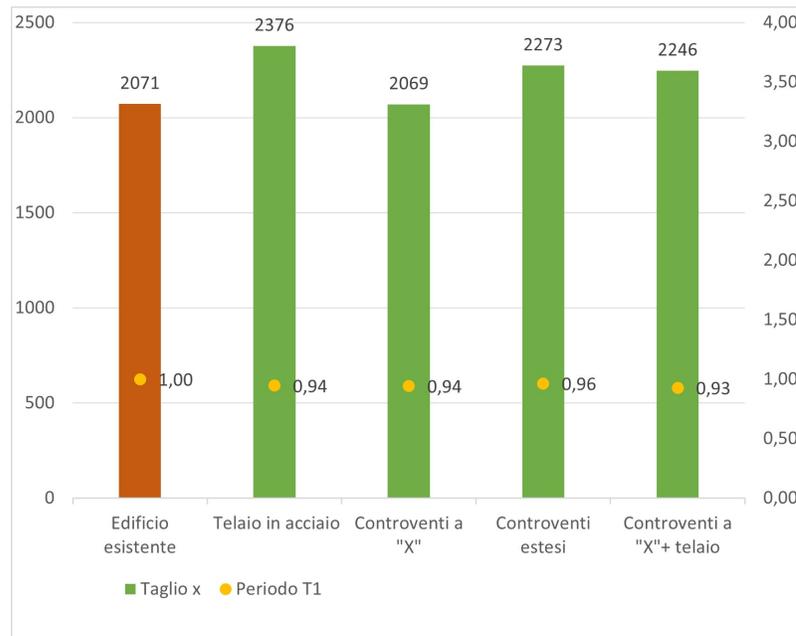


Figura 5.5: Taglio alla base in x

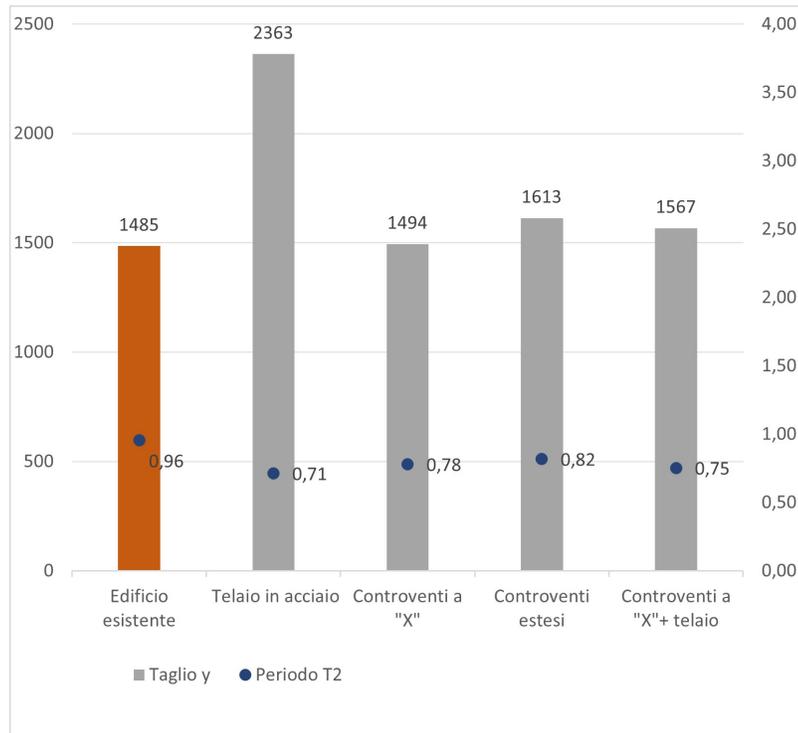


Figura 5.6: Taglio alla base in y

Il secondo parametro che si è scelto di osservare è la percentuale di taglio assorbita dai pilastri interni. Attraverso tale parametro si vuole osservare la variazione del percorso delle azioni orizzontali. Possiamo distinguere i pilastri in tre categorie:

- pilastri interni
- pilastri esterni su cui non intervenire
- pilastri esterni accessibili

A tal fine si può osservare come varia la percentuale di taglio assorbita dai pilastri interni nelle due direzioni.

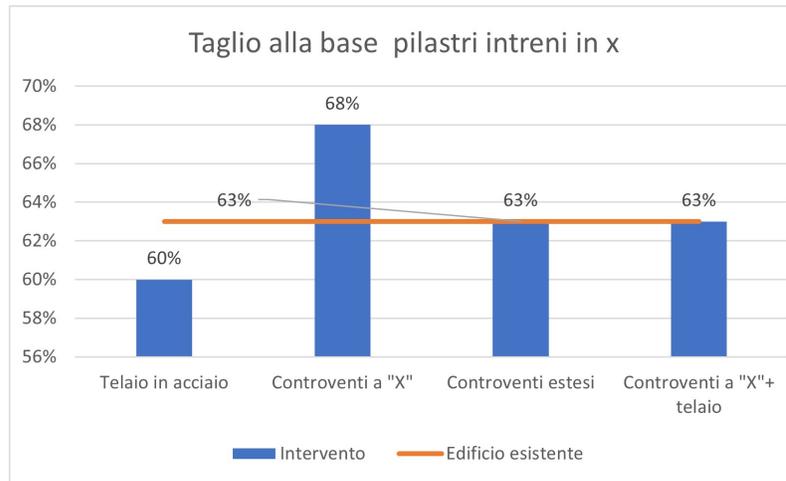


Figura 5.7: Percentuale taglio in x

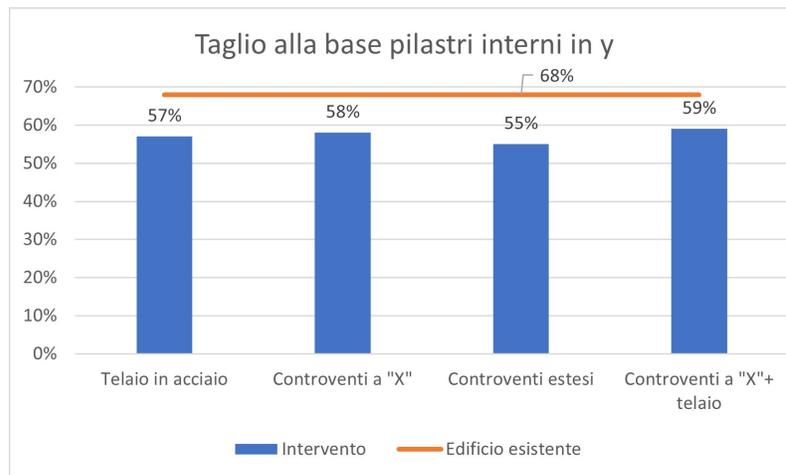


Figura 5.8: Percentuale taglio in y

La risposta dinamica della struttura risulta essere individuata dalla forma modale e dalla variazione del periodo proprio, tale per cui si osserva come varia il periodo e la massa sollecitata per i primi modi di vibrare. Questo aspetto consente di limitare e monitorare la presenza di un comportamento torsionale che si traduce in momenti torcenti sulla struttura.

Intervento	Modo	T (sec)	UX	UY	RZ
Edificio esistente	1	1,00	57%	19%	2%
	2	0,96	15%	53%	9%
	3	0,84	6%	3%	68%
Telaio in acciaio	1	0,94	55%	5%	17%
	2	0,71	14%	0%	64%
	3	0,64	5%	74%	0%
Controvento a "X"	1	0,94	47%	24%	6%
	2	0,78	24%	51%	1%
	3	0,58	7%	0%	69%
Controvento esteso	1	0,96	47%	24%	7%
	2	0,82	23%	52%	2%
	3	0,58	9%	0%	71%
Controvento a "X" + telaio	1	0,93	53%	11%	11%
	2	0,75	13%	53%	0%
	3	0,67	9%	0%	76%

Figura 5.9: Tabella con variazione modi di vibrare

Tali valutazioni consentono di effettuare una prima analisi degli interventi ma ai fini di una valutazione delle riduzioni complessive dello stato di stress indotto sulla struttura da un evento sismico, si è osservato il rapporto tra il Momento sollecitate (Med) e il Momento Resistente (Mrd). Considerando dunque che sui pilastri esterni si considera ripristinata la capacità portante nei confronti dell'azione sismica, sono stati verificati a presso-flessione i pilastri interni più sollecitati per tipologia di sezione.

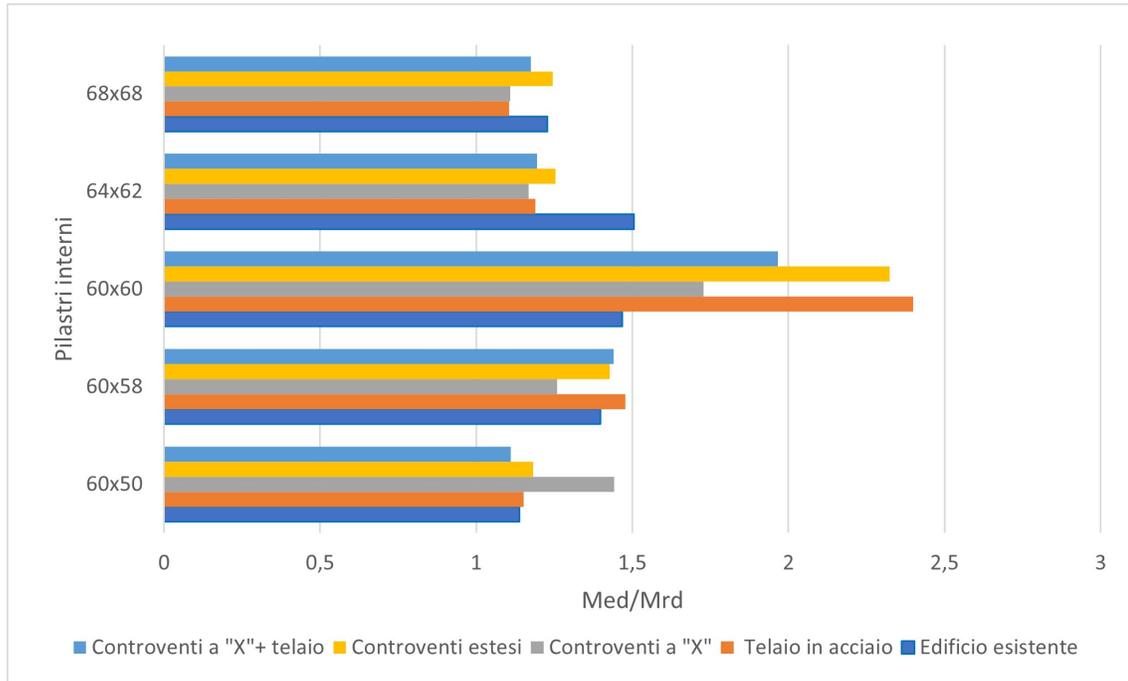


Figura 5.10: Valutazione Med/Mrd

5.3 Confronto su edifici di minor altezza

Successivamente si è voluto indagare l'applicabilità dell'intervento su edifici di minor altezza, per valutare in maniera più completa e generale l'utilizzo di tale soluzione. Si è quindi ipotizzato di studiare il comportamento di due fabbricati di 4 e 8 piani fuori terra, aventi la stessa disposizione degli elementi in pianta del caso studio precedentemente descritto, a cui si è assegnata una sezione ridotta per simulare un progetto ai soli carichi verticali.

Sono stati quindi modellati quattro modelli, uno per ogni disposizione di controvento, e sono stati osservati i medesimi parametri per la valutazione dell'intervento.

Per la struttura ad 8 piani i risultati complessivi del taglio alla base risultano:

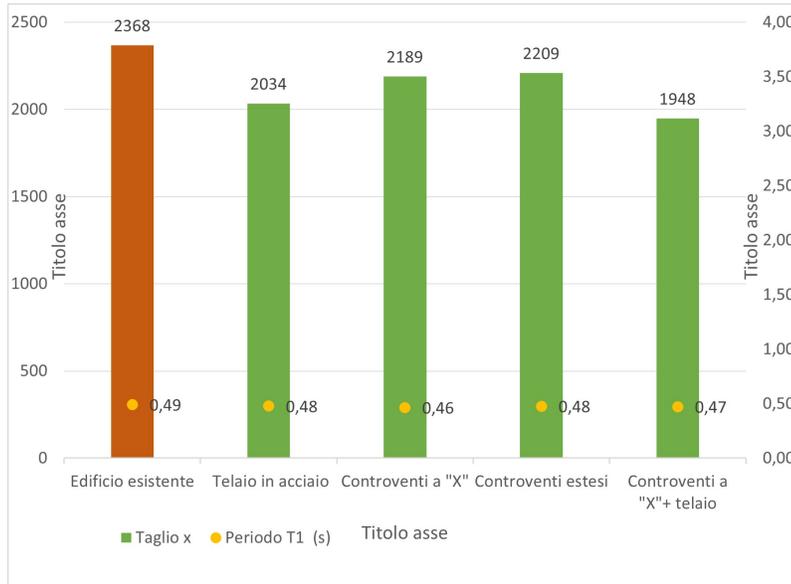


Figura 5.11: Taglio in x

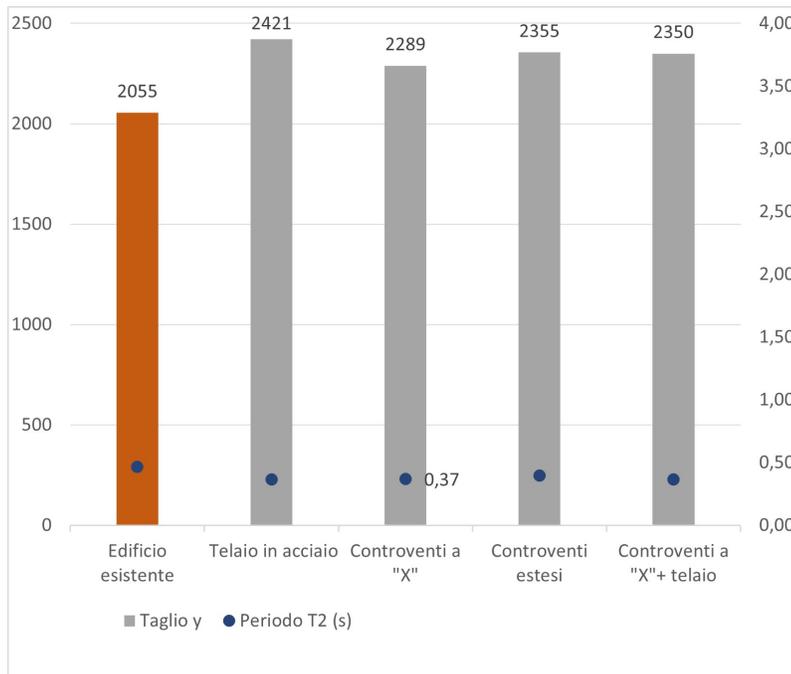


Figura 5.12: Taglio in y

Perla struttura a 4 piani i risultati complessivi del taglio alla base risultano:

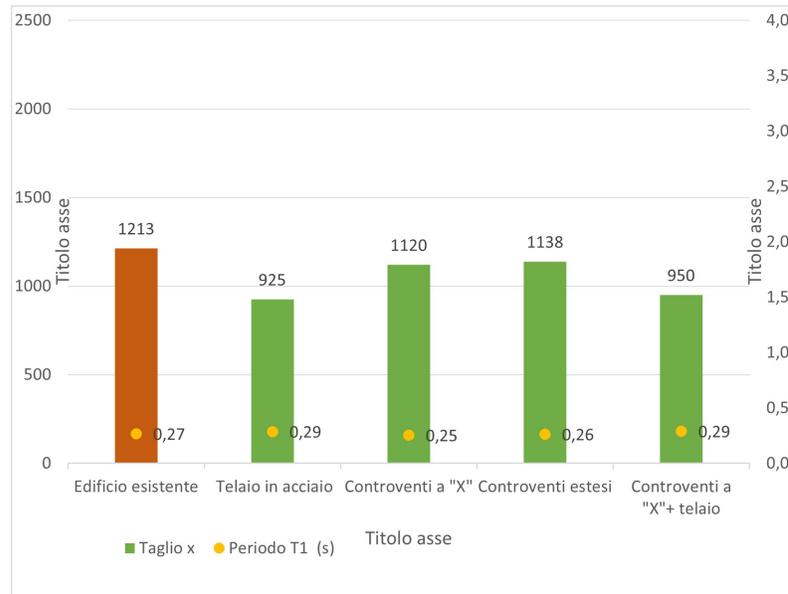


Figura 5.13: Taglio alla base in x

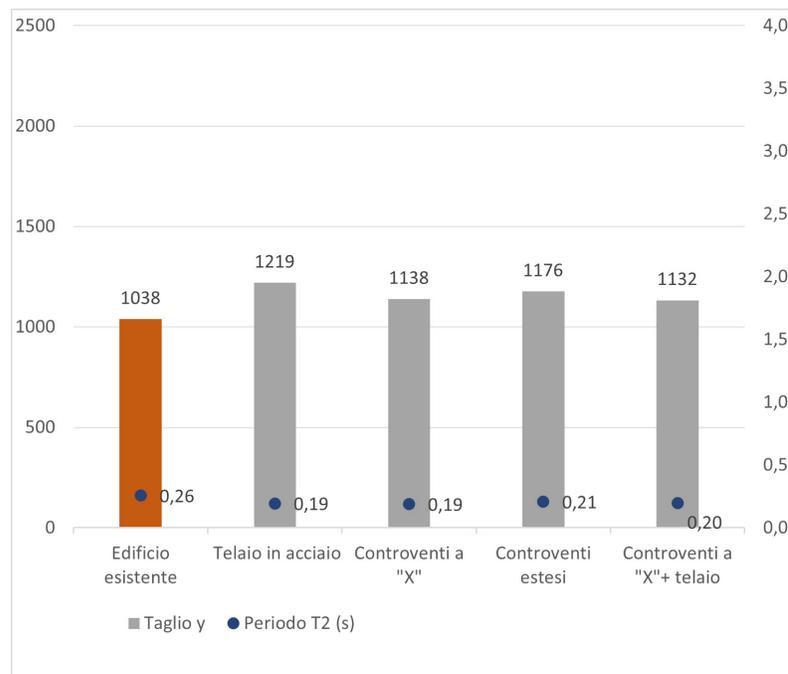


Figura 5.14: Taglio alla base in y

Per comprendere se l'azione orizzontale definita dal sisma sia ripresa maggiormente dagli elementi su cui era possibile intervenire, sia per l'edificio ad 8 piani che per l'edificio a 4 piani, come rappresentato dai grafici seguenti.

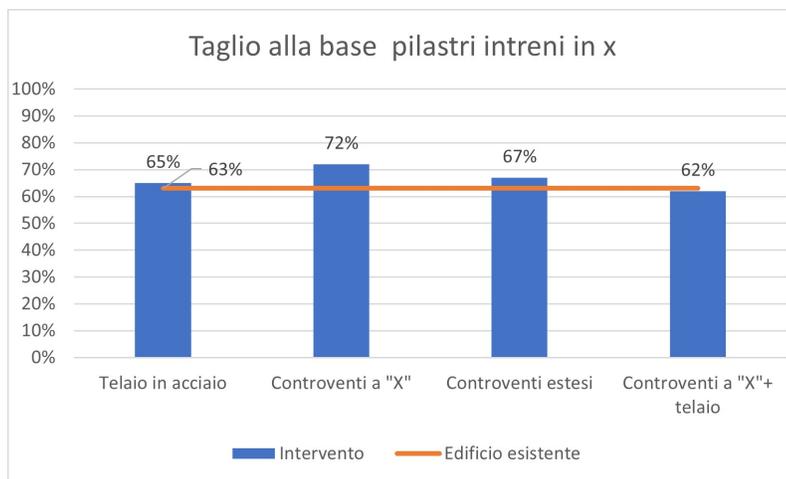


Figura 5.15: Taglio alla base dei pilastri interni per edificio ad 8 piani

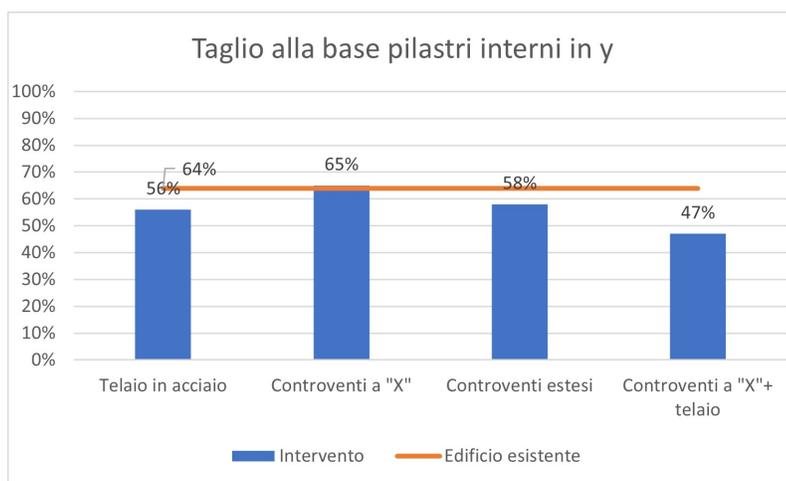


Figura 5.16: Taglio alla base dei pilastri interni per edificio ad 8 piani

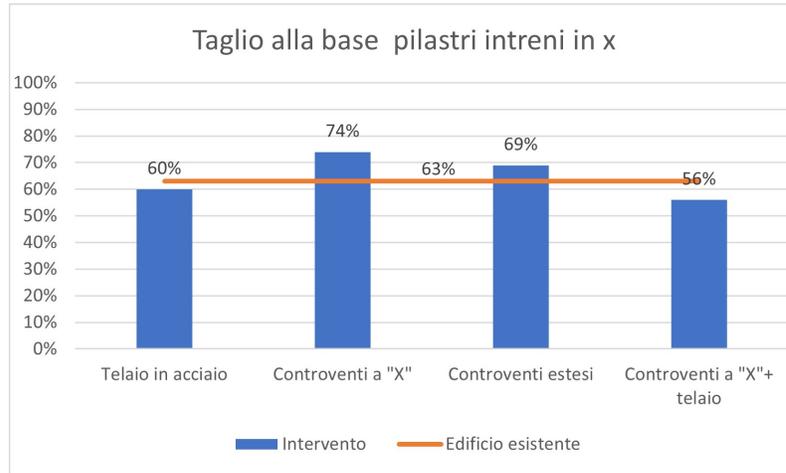


Figura 5.17: Taglio alla base dei pilastri interni per edificio a 4 piani

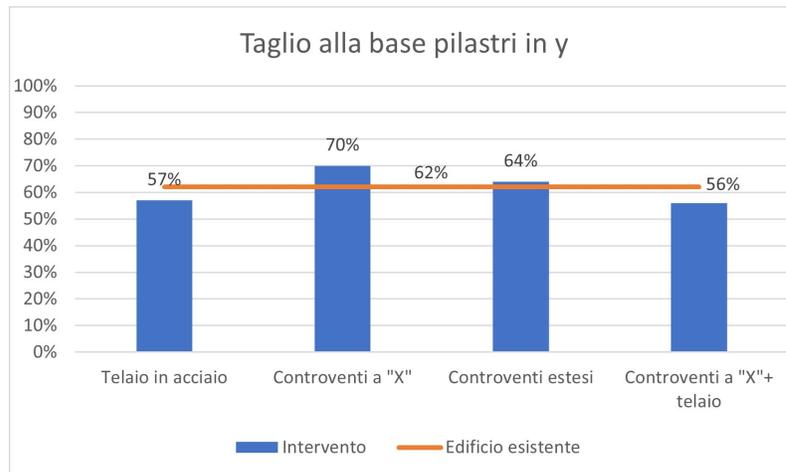


Figura 5.18: Taglio alla base dei pilastri interni per edifici a 4 piani

Questo consente di comprendere come l'efficacia dell'intervento sia quella che, pur mantenendo l'azione all'esterno dell'edificio, vada a modificare la risposta dinamica della struttura e a influenzare gli effetti torsionali. Questo si evince dai valori modali presenti nelle tabelle seguenti.

Intervento	Modo	T (sec)	UX	UY	RZ
Edificio esistente	1	0,49	71%	0%	10%
	2	0,46	5%	39%	36%
	3	0,41	5%	39%	35%
Telaio in acciaio	1	0,48	49%	4%	25%
	2	0,36	22%	0%	61%
	3	0,31	3%	80%	0%
Controvento a "X"	1	0,46	56%	16%	9%
	2	0,37	17%	61%	0%
	3	0,28	8%	1%	72%
Controvento esteso	1	0,48	57%	15%	9%
	2	0,40	16%	64%	0%
	3	0,30	9%	1%	75%
Controvento a "X" + telaio	1	0,47	40%	3%	35%
	2	0,37	32%	0%	51%
	3	0,30	2%	78%	0%

Figura 5.19: Tabella con variazione modi di vibrare per edificio ad 8 piani

Intervento	Modo	T (sec)	UX	UY	RZ
Edificio esistente	1	0,27	18%	11%	12%
	2	0,26	67%	7%	1%
	3	0,21	1%	66%	70%
Telaio in acciaio	1	0,29	27%	2%	51%
	2	0,19	43%	0%	34%
	3	0,16	2%	88%	1%
Controvento a "X"	1	0,25	67%	9%	12%
	2	0,19	11%	68%	2%
	3	0,15	6%	7%	71%
Controvento esteso	1	0,26	67%	9%	40%
	2	0,21	13%	69%	45%
	3	0,18	6%	9%	0%
Controvento a "X" + telaio	1	0,29	18%	3%	60%
	2	0,20	55%	0%	12%
	3	0,14	0%	87%	15%

Figura 5.20: Tabella con variazione modi di vibrare per edificio a 4 piani

Il livello di miglioramento è stato osservato valutando il rapporto tra Momento agente e Momento resistente per i pilastri interni, calcolati per i pilastri maggiormente sollecitati per ciascun tipo di sezione.

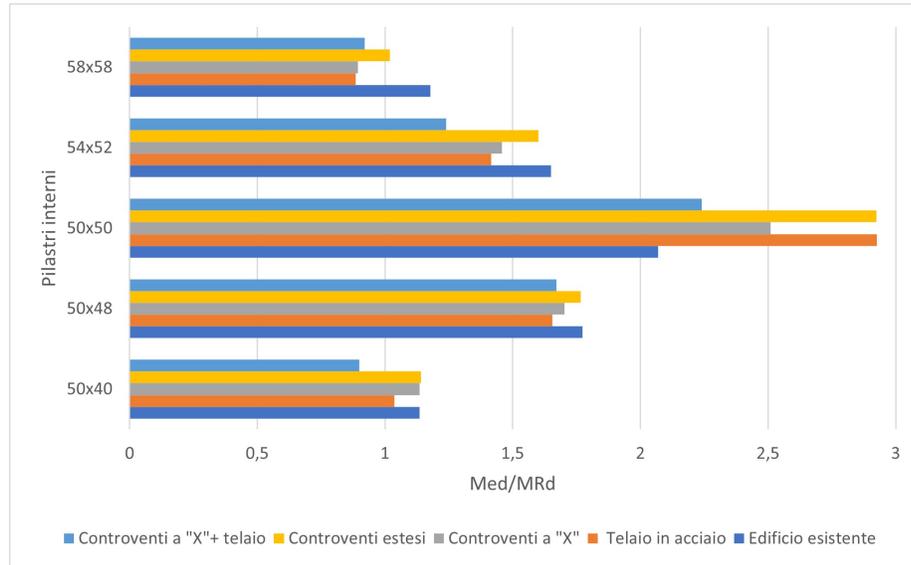


Figura 5.21: Valutazione Med/Mrd per edificio ad 8 piani

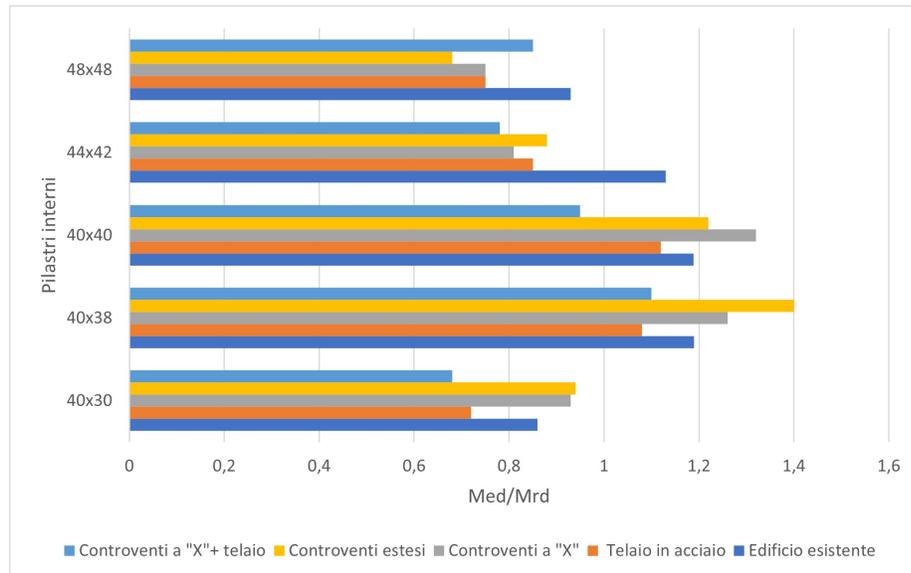


Figura 5.22: Valutazione Med/Mrd per edificio a 4 piani

Capitolo 6

Conclusione

La sicurezza strutturale nei confronti dell'azione sismica ha acquisito sempre più importanza negli ultimi anni, specialmente in Italia in cui il susseguirsi di episodi catastrofici ha determinato perdite sia in termini di danni alle strutture che di vite umane. Risulta doveroso quindi attuare un'azione di prevenzione dal rischio sismico e individuare il livello di vulnerabilità del costruito al fine di mettere in sicurezza gli edifici.

Oggigiorno intervenire sulle strutture è possibile grazie all'esistenza di numerose tipologie di intervento che mirano a rispondere ad un'insieme di obiettivi che fonde alla sicurezza strutturale aspetti multi-funzionali.

In quest'ottica si inserisce il presente lavoro di tesi che ha l'obiettivo di valutare interventi di miglioramento relativamente non invasivi, vincolando la libertà di azione agli elementi esterni di un edificio esistente.

La richiesta di intervenire su abitazioni progettate in assenza di criteri sismici è sempre più frequente e raramente risulta possibile garantire l'operabilità all'interno dell'edificio, ciò comporta una situazione incomoda agli occupanti. Una soluzione a tale aspetto è stata affrontata per la struttura oggetto di studio: il Grattacielo Solferino.

L'edificio è stato realizzato tra il 1949 e il 1951 a Torino e ad oggi risulta ad uso abitativo e commerciale. La valutazione del livello di sicurezza della struttura è stata svolta secondo quanto definito dalle Norme Tecniche 2018, che descrivono una procedura per l'individuazione della vulnerabilità sismica. La struttura oggetto di studio è costituita da un telaio spaziale in c.a., con pilastri rettangolari disposti in tre direzioni: longitudinale, trasversale e parallela alla facciata Nord. Inoltre tale edificio non risulta isolato ma confinante per le facciate Nord-Est e Sud-Est ad un edificio adiacente. Le caratteristiche geometriche sono state individuate dagli elaborati originali presenti presso il comune di Torino, contenenti le piante strutturali

e architettoniche. L'edificio presenta 16 piani fuori terra, di altezza d'interpiano di circa 3,5 m ad eccezione del piano terra in cui si ha un'altezza di 4 metri circa. A causa di impossibilità operativa e tecnica non sono state svolte indagini conoscitive ulteriori per la caratterizzazione dei materiali. Per fini didattici sono stati adoperati valori caratteristici dei materiali dell'epoca di costruzione e si è considerata una categoria di sottosuolo tale da individuare una pericolosità sismica verosimile.

L'individuazione del livello di sicurezza e la valutazione della vulnerabilità sismica è avvenuta nei confronti dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita, considerando una vita nominale dell'opera di 50 anni e una classe d'uso II. L'analisi svolta è di tipo lineare, nello specifico si è eseguita l'analisi dinamica lineare con spettro di risposta, in cui si considera il comportamento dinamico della struttura come combinazione dei modi propri di vibrare della struttura. L'analisi è stata eseguita su un modello globale agli elementi finiti, mediante il software di calcolo SAP2000. Questo modello ha consentito di individuare l'accelerazione con cui sollecitare la struttura, adottando un fattore di resistenza pari a 1,5. Il soddisfacimento delle verifiche si basa sull'osservare che il rapporto domanda-capacità risulti inferiore dell'unità e dunque che l'azione indotta dal sisma sulla struttura sia inferiore della resistenza. Il primo approccio è stato quello di osservare il comportamento dei pilastri al primo piano, tenendo conto che la struttura fosse progettata ai soli carichi verticali. Le verifiche sono risultate soddisfatte nei confronti dell'azione sismica sia in termini di taglio che di presso-flessione.

Tali risultati hanno orientato lo sviluppo della tesi verso una valutazione della vulnerabilità sismica e della fattibilità di un intervento di miglioramento non invasivo per un edificio in c.a. allocato in una zona a più alta sismicità, nello specifico si è deciso di considerare la struttura presso L'Aquila (Zona 1).

Le caratteristiche della struttura sono state considerate invariate, ma una variazione della località comporta una variazione della vulnerabilità sismica, per cui è stata effettuata una nuova valutazione, adoperando il medesimo approccio.

I risultati delle verifiche, effettuate per gli elementi più sollecitati del primo piano, hanno individuato carenze nei confronti della resistenza a presso-flessione, differenzialmente la presenza della staffatura a taglio ha consentito il soddisfacimento dei requisiti.

Sulla base di ciò si è voluto indagare sulla scelta dell'intervento più idoneo a soddisfare l'aspetto non invasivo dell'intervento, oltre che criteri strutturali. Avendo come vincolo l'inaccessibilità di una delle facciate, l'intervento ritenuto più adeguato è risultato l'introduzione di un sistema di controvento metallico. Tale tipologia di intervento risulta molto versatile e può essere progettata con differenti disposizioni e forme. Lo scopo dell'intervento è quello di progettare degli elementi aggiuntivi che comportino un aumento della rigidità della struttura e di conseguenza un miglioramento del comportamento globale.

La prima forma di controventatura metallica è stata studiata inserendo un telaio in acciaio su tutte le pareti accessibili, in modo da rispondere anche ad una funzione architettonica, non limitando le aperture presenti su tutte le facciate. La seconda forma di controvento segue l'introduzione di diagonali in acciaio, realizzando la tradizionale controventatura a "X", inserita in due maglie strutturali per facciata. La terza tipologia scelta è un'estensione della precedente, inserendo diagonali in acciaio che costituiscono una mega-controventatura, andando però a ridurre il numero di telai in cui inserire un nuovo elemento e dunque impedirne l'apertura. La quarta soluzione osservata rappresenta un'insieme tra le prime tipologie, inserendo diagonali in acciaio all'interno di telai anch'essi in acciaio, in modo da irrigidire maggiormente la struttura e lasciando accessibili tutti i telai al piano terra.

La valutazione dell'efficacia dell'intervento ha guardato con maggiore attenzione ai pilastri interni su cui è stato considerato il vincolo di intervento, diversamente si è ipotizzata ripristinabile la capacità dei pilastri esterni. Osservando il taglio alla base, si ha per ciascuna disposizione un aumento sia nella direzione x (considerando il 100% del sisma in direzione X e il 30% del sisma in direzione y) sia in direzione y (considerando il 100% del sisma in direzione y e 30% in direzione x).

Ciò è dovuto principalmente all'aumento di rigidità della struttura che si traduce nella riduzione del periodo proprio. Attraverso lo spettro di risposta si osserva che per periodi minori l'accelerazione sismica aumenta e dunque l'aumento del taglio alla base risulta coerente. La percentuale di taglio assorbita dai pilastri interni risulta differente nelle due direzioni, in particolar modo si sottolinea come si riscontra una riduzione in direzione y, per effetto di un maggior numero di controventi.

Il comportamento dinamico è valutato osservando la percentuale di massa sollecitata dai modi principali. L'intervento più efficace risulta essere il quarto, regolarizzando

il comportamento sia in direzione x che in direzione y , e avendo un comportamento torsionale solo al terzo modo di vibrare. L'osservazione di tali criteri è stata affiancata dalla valutazione del rapporto tra momento sollecitante e momento resistente e da tali risultati non si riesce a raggiungere un livello di miglioramento adeguato per nessuna tipologia.

Il medesimo approccio è stato adoperato per effettuare una valutazione dell'efficacia di tali interventi, riducendo l'altezza del fabbricato e riducendo proporzionalmente ai carichi verticali le sezioni degli elementi resistenti. In particolare sono stati modellati due edifici rispettivamente di 8 e di 4 piani, lasciando invariata la disposizione degli elementi.

Si deduce che nessuna delle tipologie di intervento esaminate è efficace per garantire la sicurezza dei pilastri interni. Si deve quindi concludere che, per il caso studio esaminato, l'introduzione di controventi a mensola solo all'esterno non consente di ridurre adeguatamente le sollecitazioni sui pilastri interni: in sostanza non è possibile ottenere un reale miglioramento sismico senza un intervento di rinforzo delle strutture verticali all'interno dell'edificio, ciò che ovviamente comporta l'allontanamento degli occupanti e la distruzione delle finiture. Si è ritenuto che questo risultato sfavorevole potesse essere legato alla notevole altezza del fabbricato, in quanto è noto che, al crescere dell'altezza, i controventi a mensola (tipologia in cui rientrano tutti i rinforzi esaminati) sono via via meno efficaci rispetto a quelli a telaio. Si è allora proceduto ad esaminare l'efficacia delle stesse tipologie di intervento su fabbricati di minore altezza, conservando l'organizzazione strutturale del Grattacielo Solferino ma considerando due edifici più bassi, rispettivamente di 8 e 4 piani. Le sezioni degli elementi resistenti verticali sono state ridotte in modo da essere adeguate ai minori carichi agenti. In effetti, gli esiti delle verifiche sugli edifici di minor altezza risultano più favorevoli rispetto a quelli ottenuti sull'edificio reale. In particolare, nella direzione Y (quella in cui è possibile disporre i controventi con una certa simmetria) alcune tipologie (telaio in acciaio e controventi a croce di S. Andrea inseriti in un telaio in acciaio) conseguono una apprezzabile riduzione del taglio alla base dei pilastri interni. Lo stesso non avviene nella direzione x perché il vincolo di poter inserire controventi solo sulla facciata su piazza Solferino (quindi molto eccentrici rispetto al centro di massa) genera effetti torcenti che vanificano l'effetto favorevole del controvento e non si ottiene un miglioramento della condizione dei

pilastri interni. Volendo sintetizzare in una sola frase i risultati delle estese indagini svolte, si può affermare che un intervento di miglioramento/adequamento sismico limitato alle superfici esterne, quindi senza evacuazione degli occupanti, può essere efficacemente concepito per edifici di altezza limitata e soprattutto caratterizzati dalla possibilità di intervenire su tutte le facciate, in modo da raggiungere una certa simmetria degli elementi sismoresistenti aggiunti. Nel caso esaminato del Grattacielo Solferino, avente grande altezza ed una pianta fortemente irregolare che non consentiva l'introduzione di elementi sismoresistenti sulla facciata posteriore, il solo metodo efficace di miglioramento/adequamento del comportamento sismico consiste nel sistematico rinforzo del telaio esistente, intervento che imporrebbe l'evacuazione di tutti gli occupanti.

Bibliografia

- [1] Dipartimento della Protezione civile, Presidenza del Consiglio dei Ministri, "Rischio sismico"
consultabile: <https://rischi.protezionecivile.gov.it/it/pagina-base/rischio-sismico>
- [2] Manfredi G., Asprone D., 2015, "Memoria e mappa sismica", Treccani
consultabile: https://www.treccani.it/enciclopedia/memoria-e-mappa-sismica_%28L%27Italia-e-le-sue-Regioni%29
- [3] Oliveto, Giuseppe, Laura Liberatore, and Luis D. Decanini., 2011, "Evoluzione storica della normativa sismica italiana alla luce degli effetti causati dal terremoto dell'Aquila del 2009." XIV Convegno ANIDIS L'Ingegneria Sismica in Italia, Bari, Italy. DBD of an Energy Dissipating System for Masonry Structures 501 .
- [4] Gattesco, Natalino. "Criticità degli edifici a telaio in calcestruzzo armato soggetti ad eccitazione sismica", fibrenet.it
- [5] Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, 2018, "Norme tecniche per le costruzioni", Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, Roma, Italia.
- [6] CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"»
- [7] Sabia D., 2019, "Ingegneria sismica", Materiale didattico, Politecnico di Torino.
- [8] Fabio Freddi, "Adeguamento e miglioramento sismico di edifici esistenti", Ingegno.it

[9] Biagio Pisano, "Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.", STACEC s.r.l.

[10] Lombardo S., 2018, "Miglioramento e Adeguamento sismico di strutture in cemento armato", Dario Flaccovio Editore s.r.l., Palermo, Italia.

[11] "Criteri per il miglioramento sismico e tecniche di intervento", SoilNailing.it

[12] Braga F., Buttarazzi F., Dall'Asta A., Salvatore W., 2016, "Protezione sismica di edifici esistenti in c.a. con controventi dissipativi in acciaio", Fondazione Promozione Acciaio, Milano, Italia.

[13] Diotti D., 2012, "Interventi antisismici: Tecniche meno invasive per condividere col cantiere"

[14] Verderame, G. M., A. Stella, and E. Cosenza., 2001, "Le proprietà meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in ca realizzate negli anni'60." X Congresso Nazionale L'ingegneria Sismica in Italia, Potenza-Matera

[15] Masi, A., et al. ,2014,"La risposta sismica in superficie nella valutazione ed adeguamento di edifici esistenti in CA: aspetti metodologici ed applicativi." Progettazione Sismica 3

[16] Ferraioli, M., G. Laezza, and A. Mandara., 2005, "Impiego di controventi dissipativi per la protezione sismica di strutture in ca." XX CTA

Elenco delle figure

1.1	Evoluzione classificazione sismica	5
1.2	Evoluzione classificazione sismica	7
1.3	Mappa con griglia di pericolosità	8
1.4	Gerarchia delle resistenze	10
1.5	Periodo di riferimento	12
1.6	Categoria sottosuolo	13
1.7	Livelli di conoscenza e relativi fattori di confidenza	21
2.1	Ipotesi di intervento su spettro di risposta	26
2.2	Comportamento sistema di isolamento	27
2.3	Esempio di isolatore elastomerico	27
2.4	Funzionamento dispositivi elastomerici	28
2.5	Funzionamento dispositivi a pendolo	28
2.6	Esempio di isolatore a pendolo	29
2.7	Esempi di interventi di rinforzo strutturale	29
2.8	Ipotesi di intervento su spettro di risposta	31
2.9	Comportamento controvento dissipativo	31
2.10	Intervento con camicia in c.a.	34
2.11	Intervento con incamiciatura in acciaio	35
2.12	Intervento con sistema CAM	36
2.13	Intervento su travi con FRP	36
3.1	Geniale cappotto sismico	42
3.2	Strumento I-Pro 1	43
4.1	Pianta piano tipo originale	46
4.2	Pianta piano tipo con suddivisione	46
4.3	Sezione tipo solaio e travi	47
4.4	Modello su SAP2000	49
4.5	Parametri solaio	49
4.6	Spettro generato dal software	51

4.7	Tabella analisi modale	53
4.8	Primo modo di vibrare	53
4.9	Secondo modo di vibrare	54
4.10	Terzo modo di vibrare	54
4.11	Caratteristiche materiali VCA.slu	55
4.12	Esempio per Sezione 50x50	55
4.13	Tabella riassuntiva Med/Mrd	56
4.14	Tabella riassuntiva verifica a taglio	56
4.15	Spettro generato dal software	57
4.16	Esempio per Sezione 50x50	58
4.17	Tavella riassuntiva Med/Mrd	58
4.18	Tavella riassuntiva verifica a taglio	59
5.1	Modello con Telaio in acciaio	61
5.2	Modello con Controventi a"X"	64
5.3	Modello con Controventi estesi	65
5.4	Modello con Controventi a "X" e Telaio in acciaio	66
5.5	Taglio alla base in x	67
5.6	Taglio alla base in y	68
5.7	Percentuale taglio in x	69
5.8	Percentuale taglio in y	69
5.9	Tabella con variazione modi di vibrare	70
5.10	Valutazione Med/Mrd	71
5.11	Taglio in x	72
5.12	Taglio in y	72
5.13	Taglio alla base in x	73
5.14	Taglio alla base in y	73
5.15	Taglio alla base dei pilastri interni per edificio ad 8 piani	74
5.16	Taglio alla base dei pilastri interni per edificio ad 8 piani	74
5.17	Taglio alla base dei pilastri interni per edificio a 4 piani	75
5.18	Taglio alla base dei pilastri interni per edifici a 4 piani	75
5.19	Tabella con variazione modi di vibrare per edificio ad 8 piani	76
5.20	Tabella con variazione modi di vibrare per edificio a 4 piani	76

5.21	Valutazione Med/Mrd per edificio ad 8 piani	77
5.22	Valutazione Med/Mrd per edificio a 4 piani	77