# POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

# APPROCCIO PRESTAZIONALE PER LA STIMA DEI DANNI CAUSATI DAL

# SISMA



Relatore

Prof. Bernardino Chiaia

**Candidato** Pierpaolo Castellaneta

Anno accademico 2018/2019

Alla mia famiglia, a Emilia, ai miei amici.

### INDICE

INTRODUZIONE	7
1. IL RISCHIO SISMICO E LA NORMATIVA ITALIANA	11
1.1 IL RISCHIO SISMICO	11
1.1.1 Vulnerabilità	12
1.1.2 Sismicità storica e pericolosità sismica in Italia	14
1.2 EVOLUZIONE DELLA NORMATIVA E CLASSIFICAZIONE SISMICA	16
1.1.3 Progettazione per carichi gravitazionali	17
1.1.4 L'evoluzione della classificazione sismica	18
2. STIMA DEI DANNI DA CATASTROFE E COPERTU	JRE
ASSICURATIVE	26
2.1 INTRODUZIONE	26
2.2 STIMA DEL DANNO ANNUO AL PATRIMONIO ABITAT	IVO
ITALIANO	28
2.3 SCENARIO ASSICURATIVO ITALIANO	30
2.3.1 Proposta di copertura obbligatoria	31
2.3.2 Proposta di copertura semi obbligatoria	32
2.1 CONSIDERAZIONI GENERALI	32
3. IL METODO PEER-PBEE E FEMA P-58	34
3.1 INTRODUZIONE	34
3.1 OBIETTIVI PRESTAZIONALI DEL PBSD	35
3.2 BACKGROUND SULLA STIMA DELLE PERDITE	39
3.3 IL METODO PEER	41
3.3.1 Analisi di pericolosità	43
3.3.2 Analisi strutturale	43
3.3.3 Analisi del danno	43

3.3.4	4 Analisi delle perdite	44
3.3.	1 Limitazioni	45
3.4	FEMA P-58	46
4. CAS	SO STUDIO E MODELLO NUMERICO	51
4.1	INTRODUZIONE	51
4.2	CASO STUDIO	53
4.2.	1 Elementi strutturali	56
4.2.2	2 Tamponature	58
4.3	MODELLO NUMERICO	64
4.3.	1 Elementi strutturali	65
4.3.2	2 Tamponature	70
5. AN	ALISI DI PERICOLOSITÀ DEL SITO	81
5.1	INTRODUZIONE	81
5.2	PERICOLOSITÀ DEL SITO	82
5.3	CURVA DI HAZARD	86
5.4	ACCELEROGRAMMI	88
6. AN	ALISI STRUTTURALI PER LA VALUTAZIONE DELLA FRAGILIT	À
AL COL	LASSO	92
6.1	INTRODUZIONE	92
6.2	VALUTAZIONE DELLE FUNZIONI DI FRAGILITÀ AL COLLASS	SO
ATTR	AVERSO ANALISI DI PUSHOVER	93
6.2.	1 Analisi statica non lineare: Pushover (SPO)	93
6.2.2	2 Analisi dinamica incrementale (IDA)1	01
6.2.	3 SPO2IDA – Static Pushover 2 Incremental Dynamic Analysis 1	03
6.3	FUNZIONI DI FRAGILITÀ AL COLLASSO1	06
7. ANALISI TIME HISTORY NON LINEARI E STIMA DEI PARAMETRI DI		
DOMAN	NDA10	09
7.1	INTRODUZIONE10	09

7.2 ANALISI DINAMICA NON LINEARE 109
7.3 DETERMINAZIONE DEI DRIFT DI INTERPIANO
7.4 SPOSTAMENTI RESIDUI DI INTERPIANO E FRAGILITÀ DI
IRREPARABILITÀ118
8. CURVE DI FRAGILITÀ PER L'ANALISI DEL DANNO E CONSEGUENZE
ECONOMICHE ASSOCIATE
8.1 INTRODUZIONE
8.2 FRAGILITÀ DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI 124
8.2.1 Livelli di danno125
8.2.2 Funzioni di fragilità129
8.2.3 "Consequence functions"
8.3 FRAGILITÀ DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI 141
8.3.1 Livelli di danno
8.3.2 Funzioni di fragilità143
8.3.3 "Consequence functions"
8.4 GRUPPI DI PERFORMANCE153
9. ANALISI DELLE PERDITE
9.1 INTRODUZIONE155
9.2 APPROCCIO MONTE CARLO PER IL CALCOLO DELLE
PERFORMANCE156
9.2.1 Assemblaggio dei dati in PACT (Performance Assessment Calculation
Tool)
9.3 CALCOLO DELLE PERDITE ECONOMICHE 160
9.3.1 Valutazioni "intensity-based"162
9.3.2 Valutazioni "time-based"
CONCLUSIONI
BIBLIOGRAFIA

### INTRODUZIONE

Negli ultimi decenni, i terremoti hanno avuto un forte impatto sul nostro Paese, registrando, oltre al tragico bilancio di perdite di vite umane, un elevato impatto socioeconomico principalmente causato dall'elevata densità abitativa e dalla notevole fragilità del nostro patrimonio edilizio. Negli ultimi 50 anni è stata infatti stimata una spesa annua di circa tre miliardi di euro per la gestione delle emergenze e per i processi di ricostruzione. Per troppo tempo si è preferito rinviare la discussione all'indomani di eventi calamitosi, credendo erroneamente di allontanare o meglio ancora esorcizzare tale rischio. Risulta perciò di fondamentale importanza il dibattito circa la necessità di intervenire sulla prevenzione e sulla tutela dei danni a seguito di eventi catastrofici.

A tal proposito, per molti anni in Italia si è discusso dell'opportunità di introdurre un sistema assicurativo contro le catastrofi naturali per il patrimonio abitativo, ma i dati statistici dimostrano che la percentuale di polizze contro tali rischi è praticamente trascurabile, forse per via di una errata concezione di dover ricevere aiuti governativi. Dopo i vari eventi susseguitesi negli anni, infatti, l'intervento pubblico ha coperto buona parte dei costi di ricostruzione e riparazione.

Oggi giorno risulta quindi fondamentale una corretta quantificazione delle perdite attese, al fine di garantire uno sviluppo sostenibile e resiliente delle comunità nelle aree a rischio. La stima delle perdite economiche per il recupero funzionale delle costruzioni potrebbe aiutare il governo nella gestione delle emergenze post-sisma in cui si rende fondamentale una definizione delle priorità di intervento, oppure le compagnie assicurative per stabilire le polizze contro la prevenzione dei disastri e più in generale per migliorare la qualità e la sicurezza delle costruzioni.

I dati registrati a seguito degli ultimi eventi hanno evidenziato come anche con terremoti di medio-bassa intensità si sono verificati danni significativi sia alle componenti strutturali che non strutturali, i cui costi di riparazione per il ripristino alle condizioni antecedenti all'evento possono costituire una porzione rilevante del costo totale di ricostruzione, divenendo addirittura insostenibili in regioni a medio-alta sismicità. Tali aspetti hanno confermato l'esigenza di una valutazione più ampia del comportamento degli edifici, non esclusivamente legata alla salvaguardia della vita degli occupanti.

Come oggetto di studio di questo lavoro di tesi si propone la valutazione del comportamento sismico di una tipologia strutturale rappresentativa degli edifici in cemento armato costruiti negli anni '70 in assenza di norme sismiche, progettati quindi per soli carichi gravitazionali. Questi edifici presentano caratteristiche costruttive, qualità dei materiali e disposizione relativa degli stessi, decisamente diverse da quelle degli edifici realizzati nei decenni successivi, anche per la significativa evoluzione della Normativa di cui al Capitolo 1. La scelta di tale tipologia è stata dettata soprattutto dall'elevata vulnerabilità che tali edifici hanno dimostrato durante il terremoto de L'Aquila (2009); si è infatti consultato un database realizzato a posteriori e contenente i dati relativi a 7597 edifici in cemento armato sopravvissuti all'evento, reso possibile dalle verifiche di danno e agibilità effettuate attraverso l'utilizzo delle procedure AEDES.

Ci si è focalizzati principalmente sulla stima delle perdite economiche conseguenti ai danni provocati dal sisma per i motivi precedentemente spiegati.

Per mostrare un quadro generale della situazione attuale, nel Capitolo 2 si riporta una breve discussione sulla stima dei danni, condotta dall'ANIA, che potrebbero interessare le abitazioni civili a seguito di eventi sismici in futuro. Inoltre, si discute dell'opportunità di introdurre un sistema assicurativo contro le catastrofi naturali per il patrimonio abitativo, mostrando i dati statistici che confermano la bassissima percentuale di polizze contro tali rischi, oltre che le varie proposte susseguitesi negli anni.

L'approccio allo studio della tipologia strutturale scelta, presentato nel Capitolo 3 in termini teorici, segue le linee guida suggerite da FEMA P-58 (US Federal Emergency Management Agency), che ha sviluppato una metodologia per la valutazione delle prestazioni sismiche coinvolgendo anche il PEER (*Pacific Earthquake Engineering Research*) e altri importanti centri di ricerca. Si tratta di un approccio probabilistico che utilizza i risultati delle analisi di pericolosità sismica e simulazioni di risposta strutturale, fornendo in output misure quantitative delle performance dell'edificio espresse come stima delle perdite economiche causate dall'evento sismico. Esso si articola principalmente in quattro fasi, analizzate dettagliatamente nei Capitoli dal 5 al 9 per il caso studio di interesse: analisi di pericolosità, analisi strutturale, analisi del danno, e analisi delle perdite.

I modelli presentati nel Capitolo 4 si riferiscono a due configurazioni della struttura (*bare frame* e *infilled frame*) utili a mettere in evidenza le differenze in termini di risposta strutturale e, di conseguenza, in termini di perdite monetarie. In particolare, esse possono essere intese come limite superiore ed inferiore di un range che comprende le possibili

risposte del sistema per effetto dell'azione sismica. Le tamponature infatti, oltre ad assumere un ruolo di rilievo nella comprensione del comportamento globale della struttura soggetta ad azioni orizzontali, rappresentano una delle maggiori problematiche dal punto di vista delle perdite economiche.

L'analisi di pericolosità, affrontata nel Capitolo 5, conduce alla definizione della "*curva di hazard*" del sito (Reggio Calabria – zona ad alta sismicità) che rappresenta la frequenza media annua di superamento delle accelerazioni spettrali valutate in corrispondenza del periodo fondamentale di vibrazione della struttura, per nove livelli di intensità con periodi di ritorno compresi in un range tra 30 e 2475 anni.

La metodologia utilizzata per la stima delle perdite segue una procedura Monte Carlo, processo ripetitivo in cui vengono calcolate le prestazioni dell'edificio per un elevato numero di realizzazioni. Il primo step di ogni realizzazione consiste nel determinare l'eventualità al collasso dell'edificio; a tal fine, vengono sviluppate le funzioni di *fragilità al collasso* dell'edificio (Capitolo 6) che esprimono la probabilità che tale condizione si verifichi per una data intensità.

In una condizione di non collasso e riparabilità, la realizzazione utilizza i vettori di domanda per determinare lo stato di danno di ogni componente vulnerabile dell'edificio. Il danno per tali elementi viene valutato in termini di spostamenti di interpiano, perciò gli output delle *analisi dinamiche non lineari* (Capitolo 7) cui si fa riferimento sono i *massimi drift di interpiano*. In particolare, per ogni periodo di ritorno dell'evento sismico vengono generate e applicate sette coppie di accelerogrammi ottenendo 63 (7x9) vettori per ognuna delle due direzioni principali della struttura.

Successivamente sono state valutate le condizioni di riparabilità della struttura, attraverso il calcolo dei *drift residui di interpiano*. Questi vengono confrontati con una funzione di *fragilità di irreparabilità* per esprimere la convenienza nell'eseguire azioni di riparazione.

Se non si verifica il collasso e l'edificio è in condizioni di riparabilità, i vettori di domanda costituiscono l'input per determinare lo stato di danno di ogni componente dell'edificio. Per la valutazione del danno si rende necessario individuare gli elementi vulnerabili suddivisi in *gruppi di fragilità* e di *performance*, passaggio fondamentale perché si vuole ottenere una disaggregazione dei costi per i diversi elementi. Il software di cui ci si è avvalsi per la valutazione delle perdite finanziarie (PACT – *Performance Assessment Calculation Tool*) mette a disposizione un ampio database di *curve di fragilità* e di "consequence functions" studiate appositamente per le diverse categorie di elementi

tipici appartenenti alle pratiche costruttive sviluppate nel Nord America. Tali funzioni non sono compatibili con i sistemi costruttivi tipicamente utilizzati in Italia e più in generale nell'area Mediterranea, per cui nel Capitolo 8 si riporta uno studio per l'implementazione di nuove *funzioni di fragilità*, al fine di condurre ad una corretta stima delle perdite legate alla tipologia edilizia oggetto di studio. A tale scopo si è fatto riferimento ad una serie di studi sperimentali esistenti in letteratura.

Infine, nel Capitolo 9 vengono computate le perdite attese legate alle componenti strutturali e non strutturali per ciascun livello di intensità, ottenendo così nove valutazioni *intensity-based*. Queste vengono poi assemblate e combinate con la *curva di hazard* del sito per ottenere una valutazione *time-based*; in questo modo, le perdite vengono espresse in funzione del periodo di ritorno relativo a ciascun evento sismico considerato.

L'obiettivo finale è quello di tradurre il rischio dell'edificio in termini di perdite economiche attese in uno specifico periodo di tempo (*EAL - Expected Annual Losses*), considerando tutti i terremoti che potrebbero verificarsi e le probabilità di occorrenza associate a ciascuno di essi, tenendo conto dell'esposizione sismica dell'edificio e della sua vulnerabilità.

Gli indici infine determinati rappresentano uno strumento utile per istituti di credito e compagnie assicurative che si avvalgono di scenari economici futuristici per avere una misura del rischio sismico, tipicamente indicata come *Probable Maximum Loss (PML)*.

## 1. IL RISCHIO SISMICO E LA NORMATIVA ITALIANA

#### **1.1 IL RISCHIO SISMICO**

Si definisce rischio sismico (R) la stima delle perdite complessive (vite umane, beni economici, valori culturali, volume edilizio) che potrebbero interessare, in un dato periodo di tempo, una determinata area a causa delle azioni di eventi sismici. In altre parole, per rischio si intende la probabilità di raggiungere un dato livello di perdita in un certo intervallo di tempo. Per perdita solitamente si intende il costo da sostenere per riportare il sistema danneggiato alle condizioni antecedenti all'evento. Per la valutazione delle condizioni di rischio di un'area, si considera la combinazione di tre parametri fondamentali: la pericolosità, la vulnerabilità e l'esposizione. La pericolosità sismica (H - Seismic Hazard) dipende dalle caratteristiche dell'evento in termini fisici e dalle caratteristiche geologiche dell'area interessata; essa viene espressa in funzione della frequenza e l'intensità degli eventi che potrebbero manifestarsi nel sito di riferimento. La vulnerabilità (V) può essere invece definita come la suscettibilità di una struttura a subire danni a causa dell'azione sismica. I danni subiti possono portare alla momentanea perdita di funzionalità o alla totale perdita in una condizione di irreparabilità. L'esposizione (E) dipende dalla natura, dal valore e dalla quantità di beni oltre che alle attività presenti sul territorio che possono essere influenzate direttamente o indirettamente dall'evento sismico. Il rischio sismico può quindi essere espresso secondo la seguente relazione:

#### *Rischio Sismico = Pericolosità x Vulnerabilità x Esposizione*

Il rischio sismico per un edificio può inoltre essere definito dalla propria probabilità di collasso in un certo intervallo di tempo. La condizione di collasso può essere convenzionalmente identificata in corrispondenza di diversi stati limite, la cui funzione di stato (Z) è non positiva se la corrispondente condizione limite viene raggiunta o superata. La probabilità di failure  $P_f$  corrisponde alla probabilità che la funzione Z sia negativa, mentre il suo complemento,  $P_s=1-P_f$ , definisce la probabilità di sopravvivenza rispetto allo stato limite considerato, ovvero una misura dell'affidabilità strutturale.

Sopravvivenza: Z > 0Limite: Z = 0Collasso: Z > 0

Il parametro Z può essere espresso dal confronto tra la domanda sismica (D), cioè la prestazione richiesta alla struttura in base al sito, e la corrispondente capacità (C) dell'edificio:

$$P_f = P[Z \le 0] = P[C \le D]$$

Equazione 1-1

È possibile separare la stima della risposta strutturale da quella della caratterizzazione probabilistica della domanda sismica [Cornell 2004]:

$$P[C \le D] = \sum P[C \le D|IM = a]P[IM = a]$$

Equazione 1-2

dove il termine P[IM = a] deriva dalle analisi di pericolosità del sito (PSHA – Probabilistic Seismic Hazard Analysis) [Cornell 1968] e rappresenta la probabilità di occorrenza di un terremoto di intensità IM pari ad a. Il primo termine rappresenta la probabilità di *failure* per un dato livello di intensità e quindi esprime le caratteristiche di vulnerabilità della struttura. Applicando tale equazione ad una classe di edifici, la probabilità di collasso viene intesa come la frazione di edifici della classe che ci si aspetta collassino nel periodo di tempo considerato. Per una valutazione di questo tipo, è necessario studiare la capacità sismica e la domanda della classe dal punto di vista probabilistico.

Risulta evidente che non è possibile agire sulla pericolosità sismica di un sito, né tanto meno modificare l'esposizione al rischio sismico; d'altra parte è possibile ridurre la vulnerabilità delle costruzioni studiando opportuni interventi di ripristino.

#### 1.1.1 Vulnerabilità

La vulnerabilità di un edificio è la sua propensione a subire danno a seguito di una sollecitazione sismica. Si possono distinguere tre tipi di vulnerabilità: diretta, che misura la suscettibilità di un singolo elemento fisico a subire danni per effetto dell'azione sismica; indotta, definita in base alla crisi che viene indotta dal collasso di un singolo elemento; differita, rappresentativa degli effetti nelle fasi post-sisma e di prima

emergenza. In generale, un'analisi di vulnerabilità viene condotta a partire dall'individuazione dell'oggetto di analisi, che può essere rappresentato da un singolo edificio, o da insiemi che costituiscono un sistema (emergenza, trasporto, comunicazione etc.); in secondo luogo è necessaria una funzione di vulnerabilità che descriva il danno atteso in funzione della sollecitazione sismica indotta.

Esistono molti metodi per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici, messi a punto nel corso degli anni: metodi empirici che classificano gli edifici in funzione di materiali e tecniche di costruzione, sulla base dei danni osservati in precedenti terremoti che hanno interessato edifici della stessa tipologia (sono infatti necessari dati di danneggiamento relativi ad eventi passati, molto spesso di non facile reperibilità); metodi meccanici che utilizzano modelli teorici per riprodurre le principali caratteristiche degli edifici da valutare, su cui vengono studiati i danni causati da terremoti simulati; metodi basati sul giudizio di esperti, che attribuiscono ad ogni edificio un indice di vulnerabilità, e cioè un numero che viene determinato secondo certe regole sulla base di indicatori non più interpretati con significato tipologico, ma come caratteristiche di idoneità a sopportare le azioni indotte dal sisma (si considera l'efficienza dei collegamenti, la registenza dei materiali, la regolarità morfologica).

In termini matematici, la vulnerabilità può essere espressa come il livello di danno provocato da una certa intensità dell'azione sismica D = f(S); tale relazione, detta "curva di vulnerabilità" viene rappresentata in Figura nel piano *D-S*.



Figura 1-1 Curva di vulnerabilità

La grandezza D è caratterizzata da un limite inferiore (edificio integro) e un limite superiore (collasso) cui corrisponde Ac, ovvero l'azione che potrebbe generare il collasso.

D'altra parte, il comportamento delle costruzioni è essenzialmente aleatorio, pertanto è più corretto formulare la relazione in termini probabilistici, considerando che ad ogni valore dell'azione sismica possono corrispondere infiniti valori possibili di danno. È importante sottolineare, per introdurre gli obiettivi di questo lavoro di tesi, che il danno viene espresso generalmente in termini di costo economico o mediante indici; nel primo caso viene espresso come costo necessario per il ripristino delle componenti danneggiate, rapportato poi al costo della nuova costruzione; nel secondo caso si utilizzano indici qualitativi o quantitativi, che necessitano sempre di una scala standardizzata e di una correlazione al valore economico.

#### 1.1.2 Sismicità storica e pericolosità sismica in Italia

La pericolosità sismica rappresenta una misura delle potenzialità distruttive del terremoto ed è legata ad un fenomeno naturale tipicamente aleatorio dipendente dalla frequenza con la quale tale evento si ripete, e quindi legato alle caratteristiche geologiche del sito. La conoscenza della pericolosità sismica di un'area rappresenta uno strumento di previsione del grado di severità dei terremoti attesi, che può essere misurata utilizzando scale strumentali o macrosismiche. Nel primo caso si hanno delle misure oggettive della forza del sisma e vengono espresse tramite i seguenti parametri: accelerazione di picco al suolo (*PGA: Peak Ground Acceleration*), magnitudo locale o magnitudo *Richter (M)*; queste grandezze meccaniche vengono ampiamente utilizzate nella comune pratica progettuale, ma hanno lo svantaggio di non avere riscontro con i terremoti passati. Le seconde possono essere considerate misure soggettive della forza sismica e, pur essendo poso accurate, hanno il vantaggio di offrire una stima dell'intensità media in una zona colpita partendo dal danno osservato; esse possono quindi essere associate ai terremoti del passato, in particolare attraverso la sismicità storica che utilizza il cospicuo bagaglio di notizie rintracciabili.

Il processo di valutazione della pericolosità può essere distinto in uno di tipo deterministico ed uno probabilistico. Il primo si basa sullo studio dei danni osservati nel passato a seguito di eventi sismici che hanno interessato una certa area, stabilendo la frequenza con la quale si sono ripetute nel tempo scosse di uguale intensità attraverso un processo di ricostruzione degli scenari di danno. Questo approccio richiede la disponibilità di informazioni complete sulla sismicità locale, per cui nelle analisi si preferisce utilizzare generalmente un metodo di tipo probabilistico. Questo si fonda sulle informazioni fornite dalla storia sismica di un sito e determina la probabilità che in una

data area ed in un certo intervallo di tempo si verifichi un terremoto che superi una soglia di intensità (I), magnitudo o accelerazione di picco (PGA) di nostro interesse.

Si stima che circa il 50% del territorio italiano è costituito da aree ad elevato rischio sismico. È meno facile invece stimare le dimensioni dell'esposizione al rischio in termini di popolazione e soprattutto di patrimonio edilizio.

Considerando il contesto mediterraneo la pericolosità sismica del territorio italiano può considerarsi medio-alta, ma diventa meno importante se confrontata rispetto ad altre zone del pianeta. Infatti, ogni anno nel mondo si registrano diversi milioni di terremoti, stando a quanto stima uno dei principali centri sismologici internazionali, ovvero il *National Earthquake Information Center (NEIC)* del servizio geologico degli Stati Uniti. La sismicità italiana dipende essenzialmente dal fatto che la nostra penisola è situata al margine di convergenza tra due grandi placche, quella africana e quella euroasiatica. Il movimento relativo tra queste due placche causa l'accumulo di energia e deformazione che occasionalmente vengono rilasciati sotto forma di terremoti di varia entità.

Gli eventi storici più importanti si sono verificati in Sicilia, nelle Alpi orientali e lungo gli Appennini centro-meridionali dall'Abruzzo alla Calabria, ma anche l'Appennino centro-settentrionale e il Gargano. Tra i più forti di questo secolo si ricordano quelli del 1905 Calabria (M=7,1), 1908 Messina (M=7,2), 1915 Avezzano (M=7,0), 1930 Irpinia (M=6,7), 1976 Friuli (M=6,4), 1980 Irpinia-Basilicata (M=6,9).

È importante sottolineare che, rispetto agli altri Paesi, si è spesso osservato un elevato rapporto tra danni e severità degli eventi che si sono manifestati. Ad esempio, il terremoto del 1997 in Umbria e nelle Marche ha prodotto un quadro di danneggiamento con circa 32.000 senza tetto e un danno economico di 10 miliardi di euro, confrontabile con quello della California del 1989 (14.5 miliardi di \$USA), malgrado fosse caratterizzato da un'energia circa 30 volte inferiore. Tale aspetto è legato senz'altro all'elevata densità abitativa, ma soprattutto alla notevole fragilità del nostro patrimonio edilizio.

L'INGV sulla base delle rilevazioni dirette fatte attraverso la Rete Sismica Nazionale ha ricostruito la mappa della sismicità recente. Da questa è emerso che in un periodo di 30 anni si sono susseguiti oltre 150.000 eventi, dei quali più di 50 hanno avuto una magnitudo Richter superiore a 5.0, tra cui si ricorda l'Abruzzo (6 aprile 2009) con Mw =6.3, e l'Emilia-Romagna (20 maggio 2012) con Mw =5.9.

Soltanto il 25% dei terremoti si presenta in forma singola ovvero isolato dal punto di vista geografico. La maggior parte dei terremoti si manifesta in forma di *cluster* sismici ovvero

eventi di diversa intensità localizzati a poca distanza. Tra questi rientra l'evento de L'Aquila del 2009 e quello dell'Emilia-Romagna del 2012.



Figura 1-1 Mappa sismicità pubblicata dall' INGV

# 1.2EVOLUZIONEDELLANORMATIVAECLASSIFICAZIONESISMICA

Lo studio dell'evoluzione temporale della Normativa sismica è un importante strumento per la determinazione del grado di vulnerabilità di una costruzione esistente. Negli anni si sono evolute le pratiche progettuali, infatti, mentre per i nuovi edifici viene utilizzato il principio del *Performance Based Design* e quindi una progettazione guidata dalla probabilità di superamento di prefissati livelli prestazionali ed in cui la struttura è retta dal principio di gerarchia delle resistenze, gli edifici esistenti sono frutto di una concezione ingegneristica basata su modelli di azioni e resistenze di tipo deterministico in cui la struttura viene verificata solo nei confronti della massima resistenza degli elementi strutturali in termini puntuali. Infatti, fino a pochi decenni fa, in Italia veniva adoperato il metodo delle tensioni ammissibili per cui la tensione era calcolata secondo un modello elastico, andando così a trascurare il raggiungimento di condizioni critiche per effetti deformativi. A differenza quindi delle nuove costruzioni, esse non possiedono molto spesso un certo livello di rigidezza e resistenza elastiche per far fronte a terremoti di bassa e media intensità in termini di livelli prestazionali esibiti in esercizio, ma anche un certo livello di duttilità locale e globale per far fronte a sismi di elevata intensità allo stato limite di collasso.

#### 1.1.3 Progettazione per carichi gravitazionali

Alla progettazione di tipo gravitazionale sono soggetti tutti quegli edifici esistenti che all'epoca della costruzione erano edificati in zone non classificate sismicamente.

Il quadro normativo di riferimento, dal dopoguerra ad oggi, presenta un'articolazione temporale diversificata considerando i vari aspetti della progettazione relativi alle norme specifiche per le strutture in c.a., a quelle relative ai carichi e sovraccarichi, ed ancora, a quelle per le zone sismiche. In particolare, il Regio Decreto 16/11/1939 n. 2229 (R.D. 1939) ha regolato le pratiche di progettazioni per un lungo periodo di tempo, cioè fino all' entrata in vigore della legge n. 1086 del 5/11/1971 e dei relativi Decreti Ministeriali di attuazione. Alcuni elementi appaiono particolarmente significativi nell'accertamento della resistenza sismica degli edifici tipici dei due periodi, ante '70 e post '70. Si riporta di seguito una breve descrizione dell'evoluzione della Normativa considerando i principali aspetti legati alle proprietà dei materiali e alle caratteristiche di resistenza degli elementi strutturali.

Il R.D. 2229/39 prescriveva l'utilizzo di calcestruzzi che avessero una resistenza cubica media a 28 giorni di almeno 120 kg/cm<sup>2</sup> (160 per conglomerati ad alta resistenza), fino ad un massimo di 180 kg/cm<sup>2</sup>. Le tensioni ammissibili assumevano valori, in funzione della resistenza media, pari a 35, 45 e 60 kg/cm<sup>2</sup> nel caso di compressione semplice, e pari a 40, 50 e 75 kg/cm<sup>2</sup> nel caso di flessione o presso flessione. Il valore ammissibile della tensione tangenziale era pari a 4 kg/cm<sup>2</sup> per calcestruzzo normale e 6 kg/cm<sup>2</sup> per calcestruzzo ad alta resistenza. Oltre tali limiti era previsto il calcolo di una idonea armatura a taglio. Per le armature erano prescritte tensioni ammissibili pari a 1400 kg/cm<sup>2</sup> per acciai o dolce e 2000 kg/cm<sup>2</sup> per acciai semiduri e duri, e comunque pari alla metà di quella di snervamento. La possibilità di impiego degli acciai più resistenti era condizionata dalla classe di resistenza del calcestruzzo. Lo schema strutturale adottato per il calcolo della struttura era molto semplice e non prevedeva la presenza di una maglia strutturale composta da telai sismo-resistenti e quindi disposti secondo le due direzioni principali. Lo schema più ricorrente prevedeva la presenza di tutti i telai in direzione

longitudinale (che portano il solaio), mentre nella direzione ad essa ortogonale (direzione corta) erano solo presenti i due telai trasversali perimetrali che avevano il compito di portare le tamponature di chiusura. La progettazione delle colonne veniva effettuata considerando il solo sforzo normale centrato e l'area di influenza del solaio. Per quanto riguarda le armature longitudinali dovevano essere rispettati i limiti imposti dalla Normativa. Le travi, sia principali che secondarie, venivano calcolate considerando schemi semplificati di travi continue, con la differenza che nel secondo caso venivano considerati i soli carichi provenienti dalle tamponature e dal peso proprio.

Con il D.M. 30/5/72 furono introdotti significativi cambiamenti rispetto al R.D. del 1939. Infatti, per quanto riguarda i materiali, le resistenze previste per il calcestruzzo erano più elevate, poiché variavano tra un valore minimo di 150 fino ad un massimo di 500 Kg/cm<sup>2</sup>, ed erano espresse in termini di resistenza caratteristica e non più media. Oltre agli acciai lisci erano furono introdotti acciai ad aderenza migliorata del tipo A38, A41 e FeB44 caratterizzati da una tensione caratteristica a rottura compresa tra 46 e 55 Kg/mm<sup>2</sup>, tensione caratteristica di snervamento tra 38 e 44 Kg/mm<sup>2</sup>. L'impiego delle armature ad aderenza migliorata si diffuse solo a partire dagli anni '70-'80, ma il metodo previsto per le verifiche di sicurezza era ancora quello delle tensioni ammissibili.

La possibilità di eseguire verifiche secondo il metodo degli stati limite è stata introdotta solo con il D.M 30/5/1974.

#### 1.1.4 L'evoluzione della classificazione sismica

L'individuazione delle zone sismiche e di conseguenza l'introduzione delle forze sismiche nelle pratiche progettuali, in Italia, è avvenuta agli inizi del '900 attraverso lo strumento del Regio Decreto, emanato a seguito dei terremoti distruttivi di Reggio Calabria e Messina del 28 dicembre 1908. La mappa sismica in Italia non era altro che la mappa dei territori colpiti dai forti terremoti avvenuti dopo il 1908, mentre tutti i territori colpiti prima di tale data, e quindi la maggior parte delle zone sismiche d'Italia, non erano classificati come sismici e, conseguentemente, non vi era alcun obbligo di costruire nel rispetto della normativa antisismica. Inizialmente quindi si consideravano classificati sismicamente solo i comuni della Sicilia e della Calabria, e la mappa veniva modificata a seguito di ogni evento aggiungendovi semplicemente i nuovi comuni danneggiati.

Con l'emanazione del R.D. del 22/11/1937 n° 2105 si fa riferimento alla classificazione sismica del 1935 (Figura 1-2). In particolare, per la prima categoria sismica si considerava

un valore dell'accelerazione al suolo di 0.1g, mentre per la seconda categoria l'accelerazione assumeva il valore di 0.05g.



Figura 1-2 Classificazione sismica del 1935

La Legge del 25/11/1962 n° 1684 porta delle modifiche in termini di accelerazione sismica da doversi considerare. Per la seconda categoria sismica vi è un incremento di accelerazione da 0.05g a 0.07g. Si osserva in figura 1-3 la classificazione sismica del 1962.



Figura 1-3 Classificazione sismica del 1962

Per la prima volta viene introdotto il concetto di impalcato infinitamente rigido, considerando così la forza agente nel baricentro delle masse dell'impalcato e la sua ripartizione veniva effettuata in base alle rigidezze degli elementi strutturali tenendo in conto anche l'eventuale eccentricità torsionale di tipo strutturale.

L'aspetto dinamico dell'azione sismica viene per la prima volta preso in considerazione in maniera consistente con il D.M. 03/03/1975. Si osserva in Figura 1-4 la relativa mappa di riferimento. Viene introdotto il periodo fondamentale di vibrazione e lo spettro di progetto associato. L'azione sismica viene così calcolata in funzione del periodo di vibrazione e del coefficiente di risposta, che corrisponde all'attuale fattore di struttura.

La normativa italiana attualmente vigente nel settore delle costruzioni rappresenta, in particolar modo, l'evoluzione di un processo durato oltre 20 anni. Infatti, con il Progetto finalizzato "Geodinamica" del CNR furono condotti degli studi di carattere sismologico, a seguito del terremoto del Friuli Venezia Giulia del 1976 e di quello in Irpinia del 1980, che portarono ad un notevole miglioramento delle conoscenze circa la sismicità del territorio nazionale, consentendo la formulazione di una proposta di classificazione sismica presentata dal CNR al Governo e tradotta in una serie di decreti del Ministero dei lavori pubblici approvati tra il 1980 ed il 1984. Questi hanno costituito la classificazione sismica italiana fino all'emanazione dell'Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003.



Figura 1-4 Classificazione sismica del 1975

La classificazione sismica così ottenuta prendeva in considerazione tre categorie sismiche, di cui la terza comprendeva solo alcuni comuni della Basilicata, Puglia e Campania, interessati dal terremoto in Irpinia e Basilicata del 1980, ma che non fu estesa alle altre zone d'Italia con pari livello di pericolosità (Figura 1-4).

Nel 1996 il GNDT rilasciò una mappa di pericolosità in termini di PGA con il 10% di probabilità di superamento in 50 anni (Figura 1-5) basata su di un dataset aggiornato. La zonazione sismica aveva però dei problemi e solo dopo un nuovo evento in una zona classificata come non sismica, il terremoto nel Molise del 2002, si attuò un vero e proprio cambiamento.



Figura 1-5 Classificazione del 1981



Figura 1-6 Mappa di pericolosità in termini di PGA (Fonte: INGV)

Con l'Ordinanza OPCM 3274 (Maggio 2003), si passò dal sistema della "classificazione sismica" a una vera e propria zonazione basata su valori probabilistici dello scuotimento atteso. Alla luce dell'ordinanza n. 3274 e, a differenza di quanto previsto dalla Normativa

precedente, tutto il territorio nazionale fu classificato come sismico e suddiviso in 4 zone (Figura 1-7), caratterizzate da pericolosità sismica decrescente; tali zone furono individuate da 4 classi di accelerazione massima del suolo con probabilità di accadimento del 10% in 50 anni.



Figura 1-7 Classificazione sismica OPCM 3274

zona sismica	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [ag/g]	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [ag/g]	
1	> 0,25	0,35	
2	0,15 – 0,25	0,25	
3	0,05 - 0,15	0,15	
4 < 0,05		0,05	

Figura 1-8 Accelerazioni massime al suolo con probabilità di superamento del 10% in 50 anni

In ogni zona fu prevista l'applicazione della progettazione sismica con livelli differenziati di severità; solo nella zona 4 veniva data la facoltà alle regioni di imporre l'obbligo di progettazione antisismica.

Con l'emanazione della a nuova normativa (D.M. 14/1/2008) si mette fine al sistema della "classificazione sismica" per quel che riguarda l'input per la definizione degli spettri di progetto. Si passa infatti da 4 zone a più di 11.000 punti, ciascuno dei quali caratterizzato da uno specifico spettro. Confrontando la mappa di intensità sismica del 1975 con l'attuale classificazione del territorio Nazionale valutata secondo un periodo di ritorno di

475 anni, ovvero con una probabilità di occorrenza del 10% in 50 anni (Figura 1-8), si nota come molte zone della penisola italiana siano state riclassificate sismicamente rispetto gli anni precedenti mettendo quindi in risalto il problema degli edifici esistenti che oggi si trovano in zone ad alta pericolosità sismica.



Figura 1-9 Classificazione sismica DM 2008 - probabilità di superamento del 10% in 50 anni (Tr=475 anni)

L'INGV mette a disposizione sul proprio sito una serie di mappe interattive di pericolosità relative a diversi periodi di ritorno dell'evento sismico e rispettive probabilità di superamento nel periodo di riferimento, consultabili a seconda delle esigenze.

Si riporta, a titolo d'esempio, anche la mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale corrispondente ad una probabilità di superamento del 2% in 50 anni, ovvero ad un periodo di ritorno dell'evento sismico pari a 2475 anni. Confrontando tale mappa (Figura 1-9) con la precedente, si osservano logicamente delle variazioni in termini di accelerazioni al suolo.



Figura 1-10 Mappa di pericolosità in termini di PGA relativa a Tr=2475 anni con probabilità di superamento del 2% in 50 anni

Un territorio avrà quindi una pericolosità sismica tanto più elevata quanto più probabile sarà, a parità di intervallo di tempo considerato, il verificarsi di un terremoto di una certa magnitudo. Dalla carta emerge come in Italia esistano aree particolarmente "pericolose" dal punto di vista sismico, come la Calabria, l'Abruzzo, la Sicilia Meridionale e parte del Friuli-Venezia Giulia. Per tale motivo, nel presente lavoro di tesi si sceglie di localizzare l'edificio oggetto di studio in Reggio Calabria, zona ad alta sismicità.

## 2. STIMA DEI DANNI DA CATASTROFE E COPERTURE ASSICURATIVE

#### **2.1 INTRODUZIONE**

Negli ultimi 50 anni in Italia, oltre al tragico bilancio in termini di perdite di vite umane, si è registrato un elevato impatto economico che i terremoti hanno avuto sul nostro Paese, in termini di costi sia diretti, e quindi legati alla gestione dell'emergenza e alla ricostruzione, che indiretti, ovvero riduzione del prodotto interno lordo dovuto al calo della produzione agricola e industriale e del gettito fiscale associato, costi di assistenza sociale e psicologica, etc.. È stato stimato che i fondi stanziati tra il 1968 e il 1998 per la gestione delle emergenze e per il processo di ricostruzione corrispondano a una somma complessiva che supera i 100 miliardi di euro. Tale intervallo temporale è stato infatti caratterizzato da importanti eventi sismici tra cui quello del Belice 1968, del Friuli 1976, dell'Irpinia 1980 e di Marche-Umbria 1997. Tali costi erano destinati non solo alla riparazione del danno diretto, ma anche agli oneri per il miglioramento sismico delle opere danneggiate dal sisma e la ricostruzione di altre risultate non riparabili o addirittura crollate. Tali costi sono destinati a subire notevoli incrementi se si considerano nella stima anche gli eventi degli ultimi anni, tra cui quelli del Molise 2002, L'Aquila 2009 ed Emilia 2012. Gli ultimi due hanno sicuramente avuto un impatto maggiore sia per l'elevato numero di sfollati nel post-sisma de L'Aquila (circa 70.000 nella prima fase dell'emergenza), ma anche per i danni subiti dai capannoni industriali che, essendo sede di attività produttive di primaria importanza per l'economia del territorio emiliano, hanno condotto a notevoli perdite in termini di costi indiretti.

Questo ha portato nel tempo soprattutto il potere politico a valutare la necessità di coprirsi da tali eventi. Per troppo tempo si è preferito rinviare la discussione all'indomani di eventi calamitosi, credendo erroneamente di allontanare o meglio ancora esorcizzare tale rischio. Risulta di fondamentale importanza il dibattito sulla necessità di intervenire sulla prevenzione e sulla tutela dei danni a seguito di eventi catastrofici. I problemi socioeconomici derivanti infatti, sono rilevanti, e solo il continuo investimento in ricerca scientifica può portare l'uomo a mitigare gli effetti generati da tali eventi.

L'analisi e il confronto delle banche dati disponibili, evidenzia che nel futuro le catastrofi saranno sempre più frequenti e disastrose, in Italia e nel mondo. Il loro andamento risulta essere infatti in forte ascesa (Figura 2-1), principalmente per via dell'aumento della densità demografica in aree metropolitane o maggiormente vulnerabili, oltre che a causa dei cambiamenti climatici globali.



Figura 2-1 Eventi dannosi nel mondo suddivisi in diverse tipologie (Fonte: 2018 Münchener Rückversicherungs-Gesellschaft, NatCatSERVICE)

Si osserva in particolar modo che tali eventi catastrofici si sono addirittura raddoppiati nelle ultime tre decadi.

I danni economici registrati dalle catastrofi nel 2016 sfiorano i 150 miliardi, principalmente derivanti da terremoti, cicloni tropicali e tempeste avvenuti in Giappone, in Cina, nel nord America e in Europa. In particolare, è stato stimato che il solo terremoto avvenuto in Giappone abbia comportato un danno economico di circa 25 miliardi.

Nella tabella che segue si osserva il riepilogo degli eventi più rilevanti in termini di perdite economiche registrati in Italia negli ultimi 50 anni.

Anno	Regione	Danni economici (milioni di euro)	Danni assicurati (milioni di euro)
1976	Friuli (2 eventi)	16.000	4
1980	Irpinia	25.000	86
1997	Umbria	2.500	130
2002	Molise	1.000	6
2009	L'Aquila	2.700	38
2012	Emilia	12.700	1.250
2016	Centro Italia	5.700	200

Tabella 1 Stima danni economici e assicurati (Fonte: ANIA)

Per molti anni in Italia si è discusso dell'opportunità di introdurre un sistema assicurativo contro le catastrofi naturali per il patrimonio abitativo, ma i dati statistici dimostrano che la percentuale di polizze contro tali rischi è praticamente trascurabile, forse per via di una errata concezione di dover ricevere aiuti governativi. Dopo i vari eventi susseguitesi negli anni infatti, l'intervento pubblico ha coperto buona parte dei costi di ricostruzione e riparazione.

L'obiettivo deve essere quello di promuovere interventi di prevenzione, ovvero adottare dei sistemi di difesa da tali calamità anche in senso economico, oltre che fisico.

### 2.2 STIMA DEL DANNO ANNUO AL PATRIMONIO ABITATIVO ITALIANO

Recenti studi dell'ANIA hanno condotto ad una stima probabilistica del danno annuo alle abitazioni civili a seguito di eventi sismici e alluvionali in Italia. La stima è stata condotta utilizzando un sofisticato software (RMS) che consente di simulare, attraverso una complessa modellazione geofisica, gli eventi sul territorio e i conseguenti danni al patrimonio abitativo utilizzando appropriate tavole di vulnerabilità.

I dati sulle caratteristiche del patrimonio abitativo sono stati reperiti dall'ISTAT (Istituto Nazionale di Statistica), mentre i costi di ricostruzione dal CRESME (Centro Ricerche Economiche e Sociali del mercato dell'Edilizia). Il lavoro ha condotto, tramite una modellazione dell'intero territorio italiano con circa 27 milioni di unità abitative, ad una stima del costo di ricostruzione complessivo pari a circa 3,900 miliardi di euro. Lo studio

ha riguardato sia il rischio sismico che alluvionale, che però esula dagli obiettivi di questa tesi.

Il danno annuo atteso (Expected Annual Loss – EAL) è risultato pari a 2,8 miliardi di euro, che corrisponde ad un costo di circa 73 euro per unità abitativa dal valore di ricostruzione di 100.000 euro. Per ovvi motivi, qualsiasi operatore economico, nel valutare il prezzo per assumersi il rischio di risarcire i danni al verificarsi dell'evento, sarebbe costretto ad applicare una maggiorazione al danno medio atteso, sia per evitare il fallimento, sia per remunerare il capitale che deve tenere a disposizione dall'inizio, per essere solvibile in caso di accadimento di eventi che arrechino un danno maggiore rispetto a quello medio.

Per comprendere meglio il danno che gli eventi sismici potrebbero arrecare al patrimonio abitativo, si riporta in Figura 2.2 la distribuzione del danno annuo massimo probabile per diversi periodi di ritorno.

Sisma			
Somme assicurate totali	3.903.666.099.700		
Tempo di ritorno	Danno annuo max prob.		
10	6.609.368.032		
20	10.786.804.926		
2	5 12.376.742.766		
50	18.146.470.803		
100	25.507.702.285		
200	34.131.659.703		
250	37.192.164.957		
500	47.225.691.411		
1000	57.398.286.362		
100 yr % SAT	0,65%		
250 yr % SAT	0,95%		
500 yr % SAT	1,21%		
Danno annuo atteso	2.621.813.453		
Tasso x 100.000	67,16		

Tabella 2-1 Danno annuo massimo probabile per tempo di ritorno



Figura 2-2 Danno annuo massimo probabile per eventi sismici

Si osserva che in corrispondenza di somme assicurate contro il rischio sismico pari a circa 3.900 milioni di euro, il danno annuo atteso è pari a circa 2,6 miliardi di euro. L'Annual Expected Loss per 100.000 euro di somma assicurata contro il rischio sismico è pari a circa 67 euro. Al tempo di ritorno 200 anni corrisponde un danno annuo massimo probabile, relativamente al rischio sismico, pari a 34,1 miliardi.

Le informazioni sopracitate sono utili in tutti i sistemi in cui si trasferiscono dei rischi, come il settore assicurativo, in quanto la transazione avviene solo quando il soggetto che si assume il rischio è in grado di poter adempire ai propri impegni. Questa capacità viene dimostrata disponendo di un capitale sufficiente a far fronte anche ad eventi rari (normativa europea Solvency 2).

#### 2.3 SCENARIO ASSICURATIVO ITALIANO

Sul mercato attualmente esistono due tipi di coperture assicurative chiamate "property", cioè assicurazioni dei beni contro i rischi incendio, eventi atmosferici e altro:

- dedicate alle attività produttive, che contengono la clausola di estensione della copertura dai danni derivanti da catastrofi naturali quali terremoto e alluvioni;
- dedicate alle abitazioni civili, che non hanno ancora raggiunto una diffusione degna di nota, pur esistendo alcuni prodotti sul mercato che prevedono l'estensione della copertura ai danni derivanti da catastrofi naturali.

Le ragioni che probabilmente hanno impedito la diffusione di tali coperture su base volontaria possono ritrovarsi in alcune criticità, tra cui l'errata convinzione da parte dei cittadini dell'esistenza di un diritto al risarcimento. Sulla base dell'esperienza, i vari Governi sono intervenuti con provvedimenti ad hoc per erogare finanziamenti ai cittadini per le opere di ricostruzione o riparazione dei danni subiti a seguito degli eventi catastrofici. Tali finanziamenti, sono stati accompagnati spesso da polemiche riguardo la loro attribuzione, entità e tempistica non celere per l'effettiva erogazione. Inoltre, chi ha stipulato un contratto assicurativo, pagando quindi il premio, potrebbe correre il rischio di ricevere un contributo per il ripristino dei danni ridotto rispetto a chi non si fosse assicurato, o addirittura di vederselo negare da parte dello Stato. Questo fatto fa sì che dal lato della domanda non ci sia una particolare sensibilità in materia ma, bisogna sempre considerare che la copertura assicurativa fornisce la certezza contrattuale al diritto del risarcimento e alla sua tempistica. Altro aspetto che ostacola la diffusione di tali polizze è legato al fatto che i cittadini maggiormente sensibili alla copertura assicurativa sono quelli che vivono nelle aree più pericolose dal punto di vista della frequenza e severità delle catastrofi naturali, rendendo la scarsa domanda estremamente anti selezionata, cioè concentrata nelle zone ad alto rischio. Di conseguenza la copertura risulterebbe troppo costosa, causando difficoltà nel raggiungimento della massa critica necessaria per una efficiente mutualità tra rischi.

Per far fronte alle problematiche che hanno impedito lo sviluppo autonomo di un ampio e diffuso mercato assicurativo, sono state formulate in passato alcune proposte al fine di creare un sistema assicurativo che, come avviene in altri paesi, veda la collaborazione tra il settore assicurativo privato e lo Stato. Le proposte nascono dalla consapevolezza che lo status quo non rappresenta una situazione ottimale per il fatto che disincentiva la responsabilizzazione individuale, non fornisce i giusti stimoli alle politiche di prevenzione e alle buone pratiche costruttive per limitare gli eventuali danni. Inoltre, la situazione delle finanze pubbliche non consentirà più costosi interventi ex-post suggerendo un'attenta pianificazione delle risorse. Di seguito si fornisce una descrizione di due proposte specifiche che nel passato sono state pubblicamente discusse e che hanno sperimentato anche qualche iniziativa legislativa

#### 2.3.1 Proposta di copertura obbligatoria

La proposta consiste nel rendere obbligatoria la copertura contro l'incendio e le catastrofi naturali alle unità abitative private destinate a qualsiasi uso. Nella presente tesi non si entrerà nel dettaglio di questioni tecniche, poiché lo scopo è quello di fornire una sintesi degli aspetti generali del problema. Tale proposta considera la copertura contro le catastrofi naturali come estensione di una polizza base incendio (i cui costi sono molto contenuti, stimabili in alcune decine di euro) al fine di ripartirne con efficienza i costi distributivi e amministrativi, oltre a fornire una garanzia adatta a proteggere l'abitazione degli assicurati contro un ampio spettro di rischi potenzialmente molto dannosi. Come detto precedentemente, se tutto il patrimonio abitativo fosse coperto per il suo costo di ricostruzione pari a 3,900 miliardi, il costo annuo medio dei risarcimenti sarebbe pari a 2,8 miliardi che significherebbe circa 73 euro per 100.000 euro assicurati. Un sistema che volesse essere solvibile con una probabilità del 99,5% dovrebbe reperire una capacità di 34,2 miliardi di euro. Tutte le cifre riportate possono essere sensibilmente ridotte applicando alle coperture assicurative delle franchigie e degli scoperti. Il meccanismo delle franchigie e degli scoperti fa sì che il danneggiato tenga a proprio carico i danni inferiori ad una determinata soglia e una percentuale degli stessi. Il meccanismo, oltre a mitigare i costi dei risarcimenti e di conseguenza delle coperture, ha il vantaggio di responsabilizzare l'assicurato nella prevenzione e nel contenimento dei danni.

#### 2.3.2 Proposta di copertura semi obbligatoria

Consiste nel rendere obbligatoria l'estensione delle coperture assicurative contro l'incendio delle unità abitative civili, alle catastrofi naturali, comprendendo anche le attività commerciali annesse. Questa è adottabile per lo più in paesi dove la diffusione della copertura incendio è alta, come ad esempio in Francia. In realtà tale proposta è già stata attuata in molti paesi europei ed extra-europei, conducendo a benefici sia per lo Stato che per gli occupanti stessi.

Come già detto in precedenza però, i disegni di legge che hanno tentato di introdurre un sistema obbligatorio o semi-obbligatorio nel nostro paese, non hanno mai avuto seguito.

#### 2.1 CONSIDERAZIONI GENERALI

Attualmente in Italia, i costi di una polizza sono abbastanza variabili. L'assicurazione contro il terremoto viene chiamata polizza a valore, cioè tale per cui il rimborso dei danni avviene in base al territorio in cui si trova l'abitazione e ai rischi ad esso legati in termini di probabilità di accadimento dell'evento. Inoltre, le polizze dispongono di una franchigia elevata, come accennato precedentemente, rendendo l'assicurazione utile in caso di totale distruzione dell'edificio ma non utile se questo venisse solo danneggiato.

Attualmente le compagnie assicurative prevedono un rimborso per ricostruzione, sistemazione a nuovo o acquisto di un nuovo immobile, in base all'entità dei danni subiti e alle clausole contrattuali stabilite in fase di sottoscrizione. Fondamentale per stabilire il

costo, è la grandezza dell'abitazione, l'anno in cui è stata edificata, se è stata edificata con criteri antisismici o meno, e le tariffe vengono espresse al metro quadrato. Sommariamente si ha un range variabile tra i 3 e i 5 euro al metro quadro, a seconda che la zona considerata sia rispettivamente a basso rischio sismico o meno. A questa cifra si somma un'altra spesa obbligatoria, ovvero quella relativa al costo del premio minimo di partenza, così come avviene per qualsiasi altra polizza. Per assicurare quindi una casa di circa cento metri quadri, si andrebbe da un minimo di 300 euro ad un massimo di circa 550 euro.

Il tema appena trattato è di particolare rilievo, posto che ovunque nel mondo si registra un aumento delle calamità naturali e dei danni ad esse imputabili con crescente impegno di risorse pubbliche necessarie a far fronte alle spese di ricostruzione. Per questo, rendere antisismici gli edifici in cui si vive e assicurarli contro le catastrofi naturali e gli eventi imprevisti è un dovere civile, politico e morale.

### **3. IL METODO PEER-PBEE E FEMA P-58**

#### **3.1 INTRODUZIONE**

Oggi giorno è fondamentale una corretta quantificazione delle perdite attese, al fine di garantire uno sviluppo sostenibile e resiliente delle comunità nelle aree a rischio. La stima delle perdite umane ed economiche per il recupero funzionale delle costruzioni potrebbe aiutare il governo, compagnie assicurative e proprietari stessi, a definire le priorità di intervento o le polizze per la prevenzione dei disastri e, più in generale, per la qualità e la sicurezza delle costruzioni e delle infrastrutture. Gli ultimi eventi hanno evidenziato come, anche con terremoti di medio-bassa intensità, si sono verificati danni significativi che hanno interessato componenti strutturali e soprattutto non-strutturali (come di avrà modo di dimostrare), confermando l'esigenza di una valutazione del comportamento più ampia e non esclusivamente legata alla salvaguardia della vita degli occupanti. I costi di riparazione per ripristinare componenti strutturali e non strutturali, considerando anche tutte le attività complementari che ne derivano, alle condizioni antecedenti al terremoto sono una porzione rilevante del costo totale di ricostruzione. Questi costi potrebbero essere insostenibili in regioni a medio-alta sismicità. Alla luce di queste evidenze, una efficace progettazione antisismica delle nuove costruzioni o di consolidamento per quelle esistenti necessita di trovare un punto di incontro tra le risorse economiche impiegate e i danni attesi. Le perdite attese stanno diventando il parametro chiave per quantificare e confrontare le performance delle strutture nella propria vita di riferimento, motivo per cui si è scelto di renderle il punto chiave del presente lavoro di ricerca.

Il PEER (Pacific Earthquake Engineering Research) ha presentato nel corso degli anni un lavoro per la valutazione delle performance PBEE (Performance Based Earthquake Engineering) attraverso un approccio che determina la probabilità che si verifichino determinate perdite a causa dei potenziali eventi che potrebbero colpire la struttura. Esso si articola principalmente in quattro fasi: analisi di pericolosità, analisi strutturale, analisi del danno e analisi delle perdite.

La "sfida" degli ultimi anni è stata quella di muoversi verso la frontiera del PEER-PBEE, sviluppando strumenti e metodologie accessibili alla comune pratica ingegneristica. A tal fine la *US Federal Emergency Management Agency* (FEMA), con *l'Applied Technology*  *Council* (ATC), ha sviluppato una metodologia per la valutazione delle prestazioni sismiche, coinvolgendo anche il PEER e altri importanti centri di ricerca. Questo lavoro è stato concluso nel 2012 con la pubblicazione di una serie di tre volumi noti come "FEMA P-58 (ATC 2012)". Per l'implementazione pratica della metodologia, nel corso di tale lavoro è stato sviluppato un software noto come PACT (Performance Assessment Calculation Tool), di cui ci si è avvalsi nel corso di questo lavoro di tesi.

L'intero processo ha lo scopo di quantificare le variabili decisionali per le misure di performance della struttura, in termini di perdite di vite umane, perdite economiche e downtime, utili ad un pubblico più vasto rispetto alle sole comunità di ingegneri strutturali. È quindi un concetto che permette di progettare e costruire edifici con una reale e affidabile comprensione dei danni che potrebbero verificarsi in futuro. Si vuole sottolineare che strumenti di questo tipo vengono ampiamente utilizzati dagli istituti finanziari, tra cui assicuratori e istituti di credito, per fare stime quantitative dei costi probabili di riparazione di un edificio e vengono tipicamente espressi come percentuali del costo di ricostruzione (si citano alcuni indici: "Probable Maximum Loss" PML, "Scenario Expected Loss" SEL).

Nel corrente capitolo viene presentata la definizione degli obiettivi prestazionali, il metodo ad oggi noto come PEER-PBEE, e una breve descrizione degli studi pubblicati nel tempo in letteratura per la stima delle perdite economiche degli edifici esistenti. Il capitolo si conclude con la presentazione della metodologia FEMA P-58 sopracitata.

#### **3.1 OBIETTIVI PRESTAZIONALI DEL PBSD**

Il documento *Vision 2000* ha messo in luce molti anni fa il concetto di "obiettivi prestazionali", inteso come unione di un "livello di intensità sismica" con "livello prestazionale" atteso per la struttura. Tale concetto ha profondamente influenzato le attuali filosofie progettuali. In tale documento vengono considerati quattro "livelli di intensità sismica" e quattro "livelli prestazionali", illustrati in Figura 3.1.





Figura 3-1 Illustrazione del PBEE dal "Vision 2000" [Fonte: SEAOC, 1995]

Vengono descritti quattro livelli di intensità sismica con associate probabilità di superamento: "Terremoto Frequente" caratterizzato da una probabilità di eccedenza pari al 50 % in 30 anni, ovvero con un periodo di ritorno di 43 anni; "Terremoto Occasionale" caratterizzato da una probabilità di eccedenza pari al 50 % in 50 anni, ovvero con un periodo di ritorno di 72 anni; "Terremoto Raro" caratterizzato da una probabilità di occorrenza pari al 10 % in 50 anni, ovvero con un periodo di ritorno di 475 anni; "Terremoto Molto Raro" con probabilità di eccedenza pari al 5 % in 50 anni, ovvero un periodo di ritorno di 975 anni. In maniera analoga, nel DM 2018 sono previsti quattro livelli di intensità sismica (già esistenti nel DM 2008), e ciascuno di questi è caratterizzato da uno specifico tempo di ritorno e da una probabilità di occorrenza definita in un periodo di riferimento, indicato con  $V_R$ , che viene calcolato in funzione della classe d'uso della struttura e della vita nominale dell'opera:

$$V_R = V_N * C_U$$

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni in cui la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata. Essa dipende dal tipo di opera (Tabella 3.1).
	TIPI DI COSTRUZIONI	<b>Valori minimi</b> di V <sub>N</sub> (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 3-1 Vita nominale [Paragrafo 2.4.1 - DM 2018]

Il coefficiente C<sub>U</sub> varia invece a seconda della destinazione d'uso, che dalla classe I alla IV si indicano rispettivamente costruzioni con presenza solo occasionale di persone, costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi, e costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti.

CLASSE D'USO	I	II	ш	IV
Coefficiente $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 3-2 Classi d'uso [Paragrafo 2.4.3 - DM 2018]

Per  $V_R$  pari a 50 anni, le probabilità di occorrenza di ciascuna intensità corrispondono esattamente a quelle sopracitate del documento Vision 2000.

In base ai danni strutturali e non strutturali, alle conseguenze per gli utenti e tenendo conto dell'eventuale interruzione d'uso, sono poi definiti quattro livelli prestazionali per la struttura:

- "Fully Operational" o "Immediate Occupancy". La struttura continua ad essere fruibile e risultano trascurabili gli eventuali danni agli elementi strutturali e non-strutturali.
- "Operational" o "Occupancy". La struttura può essere occupata in sicurezza subito dopo il sisma e gran parte delle funzioni per le quali è stata progettata devono poter essere riprese immediatamente. In particolare, i servizi essenziali devono essere protetti, viceversa, quelli non essenziali possono andare distrutti. Si richiede esclusivamente la riparazione dei servizi non essenziali. I danni sono, in ogni caso, contenuti.
- "Life-Safe". Viene essenzialmente garantita la salvaguardia delle vite umane. I danni possono essere moderati o estesi. Teoricamente tali danni potrebbero essere riparati ma ciò non sarebbe economicamente conveniente.

• "Near-Collapse". La vita umana è a rischio e i danni sono gravi, ma il collasso dalla struttura non si verifica. Le riparazioni non sono possibili.

Analoghi livelli prestazionali si ritrovano in Italia nella descrizione degli stati limite nei confronti delle azioni sismiche, come riportano le vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni (punto 3.2.1 del capitolo 3 - NTC 2018).

## 3.2.1 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti 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, 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 rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- 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 rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza 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.

Ritornando alla figura 3-1 si possono osservare tre linee oblique; quella individuata dalla scritta "Basic Objective", ad esempio, definisce una serie di obiettivi prestazionali per strutture come edifici di civile abitazione. Le linee indicate con la scritta "Essential Objective" e "Safety Critical Objective" definiscono invece gli obiettivi prestazionali per strutture importanti, come ospedali e strutture di importanza strategica.

Il primo passo necessario per lo sviluppo del PBSD è dunque quello di individuare gli obiettivi prestazionali di progetto, espressi in termini di livelli di danni attesi a seguito di un certo livello di intensità sismica. Il committente e il progettista devono discutere insieme ed individuare quali sono gli "obiettivi prestazionali" da raggiungere e sulla base dei quali progettare la struttura. Le considerazioni che conducono il committente e il progettista alla scelta di certi obiettivi sono funzione delle aspettative del cliente stesso, dell'esposizione sismica del sito in esame, delle considerazioni economiche e del rischio che il committente è disposto ad accettare.

Nel tempo le ricerche hanno fatto enormi passi avanti consentendo la messa a punto di un modello probabilistico in grado di esprimere le performance di un edificio tramite una stima delle perdite (*loss estimation*) causate dall'evento sismico, quali ad esempio i costi di riparazione o ricostruzione, l'interruzione di servizio post-terremoto e il numero di vittime probabili (3Ds).

# **3.2 BACKGROUND SULLA STIMA DELLE PERDITE**

Negli anni si sono susseguiti una serie di studi per la stima delle perdite economiche dovute ad eventi sismici. Le funzioni di perdita possono essere ottenute per via statistica, analitica, o servendosi del giudizio di esperti, ma il risultato viene espresso in ogni caso attraverso una curva di perdite in funzione di intensità crescenti.



Figura 3-2 Esempio di loss function [fonte earthquake engineering handbook]

I metodi statistici fanno riferimento a dati relativi ad eventi sismici passati. I dati vengono analizzati e suddivisi in gruppi omogenei, e per mezzo di una regressione lineare si cerca una relazione *loss-intensity* che minimizzi l'errore quadratico medio.

Il metodo analitico si compone invece di un'analisi strutturale, del danno e successivamente delle perdite.

Uno dei primi studi a riguardo fu condotto negli anni '80 da Scholl e Kutsu che contribuirono allo sviluppo sia del metodo empirico che analitico considerando le cosiddette curve di danno relative alle diverse parti di un edificio, sulla base di dati sperimentali. Il frutto delle loro ricerche fu la messa a punto di un modello probabilistico capace di stimare il danno subito componente per componente, e per valutarne

l'affidabilità venne applicato su tre edifici (due hotel e la sede della Bank of California) che avevano subito danni notevoli nel terremoto di San Fernando del 1971. Il danno veniva misurato tramite un fattore, dato dal rapporto tra i costi di riparazione generati dal sisma e il valore totale dell'edificio. Necessitando il metodo delle curve di fragilità di ciascuna componente dell'edificio al fine di stimare il danno totale, si raccolsero e catalogarono dati sperimentali relativi a palazzi multipiano per implementarli nel modello. I ricercatori consolidarono i dati sperimentali per le componenti più comuni degli edifici multipiano, e determinarono statisticamente gli indici di tendenza centrale e di dispersione associati alla probabilità di superamento di particolari livelli di danno per ciascun componente. Furono analizzate molte componenti sia strutturali che non strutturali e, basandosi sui costi di costruzione, si determinò statisticamente il costo di ciascuna componente, e quindi il fattore di danno, combinando questa informazione con le curve di danno. Queste relazioni vennero poi utilizzate per sviluppare il legame dannointensità sismica dei tre edifici menzionati in precedenza, attraverso rudimentali analisi elastiche che potessero approssimare la risposta strutturale. Per questo motivo i risultati ottenuti mancano di accuratezza, perché tali analisi non riescono a cogliere gli effetti dei modi superiori e il comportamento plastico della struttura.

Per cui, nel 1996, Singhal e Kiremidjian approfondirono gli studi sul legame tra le perdite economiche sostenute dagli edifici e la variabilità degli input sismici in ingresso. Le relazioni danno-intensità vennero sviluppate sottoponendo la struttura di riferimento ad una suite di accelerogrammi simulati, ricavando la risposta in maniera probabilistica tramite simulazioni Monte Carlo. Tali legami furono espressi sotto forma di curve di fragilità e matrici di probabilità del danno. Ciascun legame era in grado di predire la probabilità di superamento di determinati livelli di danno. L'intensità era espressa come accelerazione spettrale riferita al periodo fondamentale. Tuttavia, in queste curve era considerato solo il danno strutturale non menzionando cioè elementi non strutturali che, come invece si vedrà nel corso della tesi, influiscono in maniera significativa sulle perdite totali di un edificio.

Nel 2001 Porter e Kiremidjian misero a punto un approccio probabilistico denominato *assembly-based vulnerability*, in cui la curva di perdita dell'edificio era stimata tramite l'algoritmo di Monte Carlo. Furono eseguite analisi dinamiche lineari e non lineari, a seconda del parametro di interesse rappresentativo della risposta strutturale. Inoltre, i due ricercatori svolsero analisi di sensitività per indagare l'incertezza dei dati di input. Nel

metodo proposto non viene però computata esplicitamente la probabilità di collasso dell'edificio.

Aslani e Miranda (2005), nell'ambito degli studi condotti dal PEER nella definizione di metodi per la valutazione *performance-bas*ed, svilupparono una metodologia basata sulla stima delle perdite a partire dalle curve di fragilità di ciascuna componente e che comprendeva gli effetti del collasso per livelli di intensità crescenti. Ancora però non si consideravano le perdite risultanti dalla necessità di demolire l'edificio per effetto di spostamenti di interpiano residui eccessivi. Furono inoltre proposte tecniche per disaggregare le perdite economiche, così da identificare le componenti che più contribuiscono alla perdita totale. Lo scopo principale del lavoro era quello di stimare le perdite monetarie in funzione di vari livelli di intensità e le perdite annue attese, considerando diverse varianti di progetto per esaminarne i diversi contributi.

Il modello messo a punto dal PEER viene descritto in maniera più approfondita nel prossimo paragrafo.

## **3.3 IL METODO PEER**

Alla base del metodo PEER c'è la *Performance Based Engineering* (PBE), che utilizza concetti probabilistici e si fonda quindi sulla consapevolezza dell'incertezza dei dati. Infatti, i carichi cui è sottoposta la struttura e le resistenze dei materiali da costruzione, così come i rischi naturali e artificiali, non costituiscono informazioni certe in natura e la loro combinazione definisce il rischio.

La risposta dinamica esplicata da una struttura per effetto di un'azione sismica ad essa applicata deve essere correlata al danno, il quale si verifica per cicli ripetuti tipicamente anelastici. Alla base della valutazione delle prestazioni sismiche c'è la volontà di evitare il danno sia per salvaguardare la vita umana, per cui la struttura deve mantenere un certo margine di sicurezza contro il collasso, che per aspetti prettamente economici. Tali valutazioni vengono effettuate applicando terremoti di progetto.

Il processo di valutazione prevede quindi una suddivisione dei parametri in termini di definizione, descrizione e quantificazione:

- misure di intensità del terremoto, tra cui accelerazioni di picco al suolo o accelerazioni spettrali corrispondenti al modo fondamentale;
- parametri di domanda, quindi distribuzione di accelerazioni, velocità o spostamenti di interpiano, e le componenti di deformazione anelastica;

- stati di danno di elementi strutturali e non strutturali;
- variabili decisionali che possono comprendere perdite finanziarie dirette e indirette correlate al danno, tempi di inattività, vittime.

Tutti gli elementi appena citati vengono racchiusi all'interno della *PEER Equation* (Equazione 3-1). L'approccio generale dal punto di vista analitico può essere espresso dalla seguente relazione:

$$\lambda[DV|D] = \iiint p[DV|DM, D]p[DM|EDP, D]p[EDP|IM, D]\lambda[IM|D]dIMdEDPdDM$$
  
Equazione 3-1

Dove p[A|B] è la probabilità condizionata di A dato B,  $\lambda [X|Y]$  è il valor medio di X dato Y. *IM (intensity measure)* è una misura dell'intensità dello scuotimento, espressa come accelerazione spettrale corrispondente al periodo fondamentale della struttura; *EDP (Engineering Demand Parameters)* rappresenta un vettore di parametri di risposta strutturale, che a seconda delle esigenze possono essere spostamenti di interpiano, rotazioni nodali, accelerazioni di piano o velocità. La misura del danno è espressa dal paremetro *DM (Damage Measure)*.  $\lambda[DV|D]$  è la frequenza media annua di eccedenza per una variabile decisionale *DV (decision variable)* che può essere definita in termini di misure di performance, come ad esempio le perdite economiche per una data struttura situata nel sito *D*.

Il metodo si compone di quattro step (Figura 3.3): analisi di pericolosità, analisi strutturale, analisi di danno e analisi delle perdite.



Figura 3-3 Metodo sviluppato dal PEER [Fonte: An overview of PEEER's Performance-based earthquake engineering methodology, Porter]

#### 3.3.1 Analisi di pericolosità

Il primo step è l'analisi di pericolosità, che valuta la pericolosità sismica di un particolare sito considerando le zone sismogenetiche e la loro sismicità, l'attenuazione dello scuotimento e le caratteristiche geotecniche del terreno. Per valutare il periodo di ritorno di eventi sismici con intensità *IM* maggiore di un certo valore *im* è necessaria un'analisi probabilistica di pericolosità PSHA (*Probabilistic Seismic Hazard Analysis*) che richiede l'utilizzo di modelli di sismicità e di attenuazione dello scuotimento che simulino la diffusione delle onde sismiche attraverso il terreno.

#### 3.3.2 Analisi strutturale

Il secondo step consiste nell'analisi del modello dell'edificio oggetto di studio che consenta di valutare la risposta strutturale ad un assegnato evento sismico di intensità *IM*, riassunta in un vettore di parametri rappresentativi (EDP) come ad esempio gli spostamenti di interpiano. Ogni terremoto contribuisce al totale delle perdite, quindi si dovrebbe cogliere la risposta strutturale ad eventi sismici di bassa e alta intensità.

## 3.3.3 Analisi del danno

I parametri di domanda determinati dall'analisi strutturale rappresentano l'input del terzo step, l'analisi del danno. Qui, tramite le funzioni di fragilità viene stimata la probabilità corrispondente al raggiungimento di determinati livelli di danno, ciascuno descritto per mezzo di un'opportuna misura di danno (*DM*). I livelli di danno vengono computati con riferimento alla configurazione non danneggiata. Tali stime vengono quindi raccolte in un vettore probabilistico, che sarà l'input del successivo step.

La probabilità da assegnare ad ogni livello di danno, fissato il parametro EDP, non è altro che la differenza tra le ordinate delle curve di distribuzione cumulativa corrispondenti a ciascun livello di danno, come illustrato in Figura 3-4.



Figura 3-4 Curve di fragilità

#### 3.3.4 Analisi delle perdite

L'ultimo step prevede la stima probabilistica della performance dell'edificio, effettuata secondo i criteri di maggior interesse per l'utente (*dollars, deaths, downtime*). Secondo l'approccio sviluppato da Miranda nel 2005, la stima delle perdite conseguenti ad un terremoto di intensità IM viene computata sommando le perdite connesse a due eventi mutualmente esclusivi ed esaustivi, cioè:

• l'edificio non crolla e il danno è riparabile NCAR

• l'edificio crolla e viene ricostruito C e quindi:

 $E[L_T|IM] = E[L_T|NC\cap R, IM]P(NC\cap R|IM) + E[L_T|C]P(C|IM)$ 

Equazione 3-2

Dove P(C|IM) e  $P(NC\cap R|IM)$  sono le probabilità di collasso e non collasso rispettivamente. È importante sottolineare che se le deformazioni residue post-sisma sono elevate, potrebbe essere comunque necessario demolire l'edificio e ricostruirlo. Infatti, se da un lato la duttilità permette di minimizzare la probabilità di collasso, dall'altro genera ampie escursioni in campo plastico e quindi spostamenti residui elevati. Questo è un buon comportamento dal punto di vista delle prestazioni strutturali, ma meno se si considerano le perdite economiche associate.

Quindi, come già accennato in precedenza, questo parametro si ritiene fondamentale e viene così aggiunto come terzo termine dell'Equazione 3-2, grazie agli studi condotti da due noti ricercatori americani (Ramirez e Miranda):

$$E[L_T|IM] = E[L_T|NC\cap R, IM]P(NC\cap R|IM) + E[L_T|NC\cap D, IM]P(NC\cap D|IM)$$
$$+ E[L_T|C]P(C|IM)$$

Equazione 3-3

Il secondo termine del secondo membro è la stima delle perdite sostenute dall'edificio nel caso in cui non sia crollato ma necessiti di demolizione, opportunamente pesata dalla probabilità associata a quest'ipotesi [P(NC  $\cap$  D|IM)]. La suddetta equazione viene ulteriormente manipolata tenendo conto del fatto che gli eventi *demolizione* e *riparazione* sono mutualmente esclusivi, posto che l'edificio non sia crollato.

Si ottiene quindi:

$$E[L_{T}|IM] = E[L_{T}|NC\cap R, IM]\{1 - P(D|NC, IM)\}\{1 - P(C|IM)\}$$
  
+  $E[L_{T}|NC\cap D, IM]P(D|NC, IM)\{1 - P(C|IM)\} + E[L_{T}|C]P(C|IM)$   
Equazione 3-4

Tutti i parametri risultano così influenzati dalla probabilità di collasso che, come si vedrà in seguito, può essere determinata dall'analisi strutturale per mezzo di un'analisi incrementale (IDA).

Se poi si vuole considerare l'Expected Annual Loss (EAL) dell'edificio per un dato sito si deve integrare la funzione di perdite attese espressa come funzione dell'intensità, su una curva di hazard del sito ottenuta da analisi probabilistica:

$$EAL = \int E[L_T|IM] \left| \frac{d\lambda_{IM}}{dIM} \right| dIM$$

Equazione 3-5

dove il termine  $E[L_T|IM]$  rappresenta le perdite totali attese per un dato livello di intensità *IM* che potrebbe verificarsi nel sito *D*, come descritto anche precedentemente. L'*EAL* indica l'ammontare che si dovrebbe ipoteticamente pagare ogni anno per riparare i danni causati dal terremoto, considerando tutte le differenti fonti di incertezza legate alla pericolosità, modellazione strutturale, valutazione dei danni e delle corrispondenti perdite. Negli anni si è proposto di considerare l'EAL come parametro globale di valutazione della qualità sismica e della resilienza di edifici esistenti.

#### 3.3.1 Limitazioni

Il metodo descritto, sviluppato a partire dal 1997, consente di determinare le prestazioni attraverso un integrale triplo computando la probabilità della variabile decisionale DV per un dato livello di danno DM. Questo danno viene determinato in funzione dei parametri di domanda EDP che risultano dall'analisi strutturale del modello. La risposta strutturale viene dopo computata per un dato livello di intensità IM che, a sua volta, si collega alla frequenza annua di eccedenza utilizzando la curva di pericolosità del sito.

Una soluzione in forma chiusa di questo tipo richiede un grande sforzo computazionale anche per sistemi strutturali molto semplici. Perciò nel 2004 (Yang et al.), fu sviluppata un'applicazione di questo lavoro utilizzando un approccio Monte Carlo modificato, in modo da poter implementare l'integrazione utilizzando le distribuzioni statistiche delle risposte strutturali ottenute da un certo numero di analisi. Queste applicazioni saranno le basi per lo sviluppo della metodologia descritta nel seguente paragrafo.

## 3.4 FEMA P-58

L'approccio probabilistico proposto dalla FEMA P-58 utilizza i risultati di analisi di pericolosità sismica e simulazioni di risposta, fornendo in output misure quantitative della performance dell'edificio ed in particolare una stima delle perdite causate dall'evento sismico, quali i costi di ricostruzione o riparazione, l'interruzione di servizio post-terremoto e il numero di vittime causate dal sisma, meglio note come *3Ds* (*"dollars, deaths, downtime"*). Dato l'edificio oggetto di studio, a ciascuna di queste misure viene assegnata una probabilità di superamento riferita a determinati livelli di danno, così da creare una funzione di probabilità della performance in un assegnato intervallo temporale. Come accennato già nel paragrafo introduttivo di questo capitolo, l'obiettivo del metodo è quello di fornire misure di performance che possano essere ben comprese da un vasto pubblico che non si limita alla sola comunità di ingegneri strutturali.

Gli obiettivi prestazionali si riferiscono all'ammontare dei danni cui la struttura potrebbe essere soggetta, per cui si utilizza un approccio *"component based"* per tener conto della vulnerabilità al danno (fragilità) delle singole componenti strutturali e non strutturali, e le rispettive conseguenze in termini di potenziali vittime, costi e downtime. Più precisamente si parla di costi di riparazione necessari a ripristinare l'edificio alle sue condizioni pre-sisma, o costi di ricostruzione nel caso di totale perdita.

È importante precisare che i risultati sono frutto di processi probabilistici in cui vengono considerate tutte le incertezze inerenti, come verrà spiegato nel corso di questo studio. Tali misure prestazionali possono essere espresse in termini di funzioni di performance, di cui si riporta un esempio in Figura 3.5 per meglio comprendere gli obiettivi finali. L'asse orizzontale indica la dimensione dell'impatto che può essere espressa in vittime, costi di riparazione o *downtime* a seconda delle esigenze, mentre l'asse verticale indica la probabilità che il reale impatto possa essere uguale o minore di un determinato valore.



Figura 3-5 Esempio di funzione di performance di un ipotetico edificio

La metodologia che sarà presentata nel corso della tesi è nota come "*Time-Based Assessment*", poiché valuta le probabili prestazioni dell'edificio in uno specifico periodo di tempo, considerando tutti gli eventi sismici che potrebbero verificarsi in quel periodo e la probabilità di occorrenza associata a ciascuno di essi. Il periodo di interesse viene stabilito dai *decision makers*. Prima di arrivare a dei risultati temporali, saranno condotte delle valutazioni per ogni livello di intensità, meglio note come procedure *intensity-based*.

La valutazione delle prestazioni viene eseguita in PACT utilizzando i risultati delle analisi strutturali svolte in SAP2000; il metodo si articola in più step di seguito descritti brevemente, ma che verranno analizzati dettagliatamente nei prossimi capitoli.

- Definizione del caso studio e del sito di interesse.
- Selezione delle misure di performance da parte dei *decision makers* (per esempio esprimere la necessità di stimare il massimo valore di perdita, in termini di costi di riparazione, che abbia una certa probabilità di eccedenza in un prefissato periodo di tempo).
- Assemblaggio del modello in PACT in termini di dati necessari a definire i beni che sono potenzialmente a rischio e vulnerabili agli effetti del sisma. Questi dati includono dimensioni, costi e tempi di ricostruzione, classe d'uso dell'edificio, componenti strutturali e non strutturali. In particolare, le componenti strutturali e

non strutturali vulnerabili vengono suddivise in "gruppi di fragilità" e di "performance". Un "gruppo di fragilità" comprende elementi che hanno simili caratteristiche di costruzione, tecniche di installazione, probabilità di subire danni comparabili per effetto di domande simili, e potenziali conseguenze che ne derivano. I "gruppi di performance" sono invece una sottocategoria dei "gruppi di fragilità" e comprendono le componenti che durante l'evento sismico subiscono la stessa domanda in termini di spostamento di interpiano, accelerazione o velocità di piano; è quindi necessario suddividere queste sottocategorie a seconda della direzione e del piano di riferimento.

- Definizione della curva di pericolosità del sito, che esprime la frequenza annua di eccedenza dei valori di intensità di scuotimento selezionati; i parametri di scuotimento di interesse fanno riferimento all'accelerazione spettrale corrispondente al periodo fondamentale medio della struttura.
- La struttura viene sottoposta ad una serie di analisi dinamiche non lineari, considerando livelli crescenti di intensità che consentono di generare più set di domande in termini di spostamenti di interpiano, velocità e accelerazioni di piano. Questa è la base per ottenere dati statistici che descrivono i parametri di domanda cui si farà riferimento nel prossimo step.
- Input dei parametri di domanda in PACT e calcolo delle prestazioni. Per calcolare
  le perdite considerando le incertezze inerenti ai fattori che influenzano le
  prestazioni sismiche, la metodologia utilizza una procedura Monte Carlo,
  processo ripetitivo in cui vengono calcolate le prestazioni dell'edificio per un
  elevato numero di realizzazioni; ogni realizzazione rappresenta un possibile
  risultato di performance calcolato considerando una singola combinazione di
  possibili valori dei fattori di incertezza.

Il diagramma di flusso in Figura 3-6 mostra il processo di valutazione delle prestazioni per ogni realizzazione. Tale processo viene ripetuto per centinaia o migliaia di realizzazioni e i risultati vengono ordinati dal più piccolo al più grande; in questo modo la "curva di performance" (Figura 3-5) viene costruita plottando la percentuale di realizzazioni i cui risultati eccedono ciascun valore selezionato.



Figura 3-6 Flowchart per la valutazione delle prestazioni in ogni realizzazione [Fonte: FEMA P-58]

Il processo inizia determinando quante realizzazioni R devono essere eseguite; i risultati derivanti dalle analisi strutturali vengono utilizzati per generare R vettori di parametri di domanda. Questi riflettono la correlazione tra le varie quantità di risposta e le incertezze legate alle analisi.

Il primo step di ogni realizzazione consiste nel determinare se si è verificato il collasso dell'edificio. A tal fine, come si vedrà nel seguito, è necessario definire la "fragilità al collasso" che viene confrontata con l'intensità di scuotimento ad ogni realizzazione per determinare la probabilità di collasso. Per capire se è stata superata la soglia del collasso, il calcolatore genera in maniera casuale numeri compresi tra 0 e 1, come se si stesse "pescando" implicitamente all'interno della distribuzione della variabile aleatoria di interesse. Se il collasso si verifica, allora si assume la "totale perdita", ovvero i costi di riparazione dell'edificio vengono considerati pari al valore di ricostruzione (includendo demolizione e costi ad essa associati).

In ogni realizzazione, i vettori di domanda includono anche gli spostamenti residui di ogni piano, i cui massimi valori (insieme alle curve di fragilità del danno) vengono utilizzati per esprimere la convenienza nell'eseguire azioni di riparazione. Anche in questo caso il calcolatore utilizza una generazione random di numeri per determinare se viene superata o meno la soglia di irreparabilità. Se il valore massimo viene superato, allora i costi di riparazione vengono assunti pari al costo di ricostruzione (includendo i costi di demolizione).

Se non si verifica il collasso e l'edificio è in condizioni di riparabilità, allora la realizzazione utilizza i vettori di domanda per determinare lo stato di danno di ogni componente vulnerabile dell'edificio. Gli stati di danno vengono in realtà assegnati ad ogni "gruppo di performance"; le componenti di ciascun gruppo sono caratterizzate da "funzioni di fragilità" che consentono di valutare la probabilità di raggiungere un certo livello di danno per effetto della domanda. Anche in questo caso si effettua una generazione random di numeri per valutare quale stato di danno viene raggiunto da una certa componente nella realizzazione di riferimento.

La stima delle perdite economiche relative alle componenti individuali, in funzione del livello di danno da esse sostenuto, richiede la conoscenza delle *"consequence functions"*, ovvero relazioni che consentono di tradurre il danno in potenziali costi di riparazione. Le perdite delle singole componenti cosi valutate, vengono assemblate per ottenere le misure prestazionali (costi di riparazione, downtime, vittime).

# 4. CASO STUDIO E MODELLO NUMERICO

## **4.1 INTRODUZIONE**

Come si è detto in precedenza, gli ultimi eventi hanno evidenziato come anche con terremoti di medio-bassa intensità si sono verificati danni significativi che hanno richiesto costi di riparazione molto elevati, confermando quindi l'esigenza di una valutazione del comportamento più ampia e non esclusivamente legata alla salvaguardia della vita degli occupanti.

L'obiettivo di questa tesi sarà la valutazione di una tipologia strutturale rappresentativa degli edifici in cemento armato costruiti negli anni '70. Secondo i dati ISTAT, gli edifici in c.a. costituiscono oltre il 50% del patrimonio edilizio italiano e di essi una buona parte è stata realizzata in assenza di norme sismiche su territori che invece adesso risultano classificati. Questi edifici, costruiti soprattutto tra la fine della II guerra mondiale e la fine degli anni '60, presentano caratteristiche costruttive, qualità dei materiali e disposizione relativa degli stessi, decisamente diverse da quelle degli edifici realizzati nei decenni successivi, anche per la significativa evoluzione della normativa di cui al primo capitolo. La scelta di tale tipologia è stata dettata soprattutto dall'elevata vulnerabilità che tali edifici hanno dimostrato durante il terremoto de L'Aquila (2009); nel post-sisma è stato infatti realizzato un database contenente i dati relativi a 7597 edifici in cemento armato sopravvissuti all'evento, reso possibile dalle verifiche di danno e agibilità effettuate attraverso l'utilizzo delle procedure AEDES (Agibilità e Danno in emergenza sismica) (Figura 4.1):

Level - extension Structural component Pre-existing damage		DA MA GE									
		D4-D5 Very heavy		D2-D3 Medium -severe		D1 Slight			_		
		> 2/3	1/3 - 2/3	< 1/3	> 2/3	1/3 - 2/3	< 1/3	> 2/3	1/3 - 2/3	< 1/3	NU
		Α	В	С	D	E	F	G	Н		L
1	Vertical structures										0
2	Floors										0
3	Stairs										0
4	Roof										0
5	Infills-partitions										0
6	Pre-existing damage										0

Figura 4-1 Sezione 4 scheda AEDES per danni a componenti strutturali

Come mostrato in figura i livelli di danno considerati sono quattro: D0 (danno nullo), D1 (danno lieve), D2-D3 (danno medio-grave), D4-D5 (danno grave o collasso). Ogni colonna riporta inoltre informazioni circa l'estensione del danno osservato sule varie componenti: estensione inferiore ad 1/3, compresa tra 1/3 e 2/3, e maggiore di 2/3. Prima di tutto si osserva che l'analisi dei dati ha sottolineato il ruolo chiave del danno

relativo a componenti non strutturali come partizioni interne e tamponature (Figura 4-2). Questo aspetto, come anche il significato di ogni livello ed estensione del danno, saranno oggetto di studio più dettagliato nei prossimi capitoli.



Figura 4-2 Danni osservati relativi a partizioni interne e tamponature (IP) – simultaneamente osservati su componenti strutturali, partizioni e tamponature (IP-VS) – componenti strutturali (VS) [Del Gaudio et al. (2016)]

I livelli di danno osservati sono principalmente legati, oltre che alla domanda sismica in termini di intensità del terremoto, anche ad aspetti che governano il comportamento strutturale dal punto di vista sismico: regolarità in elevazione ed in pianta, tipologia di struttura orizzontale, anno di costruzione, numero di piani, danno preesistente, qualità costruttiva, interventi effettuati in precedenza che potrebbero alterare il comportamento strutturale. La Figura 4-3 evidenzia le frequenze legate a ciascun danno in funzione dell'anno di costruzione, che si assume uno dei più importanti macro-parametri che influenzano il comportamento sismico di una struttura. Si osserva che un'elevata percentuale di edifici costruiti tra il 1946 e 1970 ha subito un "danno grave" a seguito dell'evento sismico.



Figura 4-3 Livello di danno degli edifici in funzione dell'anno di costruzione [Del Gaudio et al. (2016)]

Nel presente lavoro, utilizzando le informazioni deducibili da progetti tipici dell'epoca, dalla manualistica e dalle normative, sarà studiata una tipologia edilizia rappresentativa di edifici in c.a. costruiti prima degli anni '70. Il sito scelto per la localizzazione dell'edificio si è supposto essere Reggio Calabria, zona ad alta sismicità.

## 4.2 CASO STUDIO

Per poter valutare in maniera realistica la vulnerabilità della struttura in esame, è stata effettuata una progettazione simulata secondo la pratica costruttiva del periodo. L'edificio, regolare sia in elevazione che in pianta, presenta una dimensione in pianta di 15m per 10m per un totale di 150mq per piano, con maglia strutturale assunta di 5m per 5m, e si dispone su quattro livelli con altezza di interpiano pari a 3m. Come si osserva in Figura 4-4 i telai in direzione longitudinale sono tre e presentano travi emergenti, mentre

in direzione trasversale, parallela all'orditura del solaio, sono presenti due telai con travi emergenti alle due estremità e due centrali con travi a spessore.



Figura 4-4 Pianta dell'edificio

In precedenti studi presenti in letteratura [Masi et al. 2004] sono stati riportati gli aspetti più significativi contenuti nella normativa, nella manualistica e nei progetti tipici di quel periodo. Si seguiva il metodo delle tensioni ammissibili e le strutture erano progettate per soli carichi gravitazionali. Il R.D. 2229/39 prescriveva calcestruzzi con resistenza cubica media a 28 giorni di almeno 120 kg/cm<sup>2</sup>, fino ad un massimo di 180 kg/cm<sup>2</sup>. Le tensioni ammissibili assumevano valori, in funzione della resistenza media, pari a 35, 45 e 60 kg/cm<sup>2</sup> nel caso di compressione semplice, e pari a 40, 50 e 75 kg/cm<sup>2</sup> nel caso di flessione o presso flessione. Il valore ammissibile della tensione tangenziale era pari a 4 kg/cm<sup>2</sup> per calcestruzzo normale e 6 kg/cm<sup>2</sup> per calcestruzzo ad alta resistenza. Per le armature erano prescritte tensioni ammissibili pari a 1400 kg/cm<sup>2</sup> per acciaio dolce e 2000 kg/cm<sup>2</sup> per acciai semiduri e duri, e comunque pari alla metà di quella di snervamento. Le indicazioni più diffuse che dovevano essere adottate dai progettisti vengono riportate schematicamente nella seguente tabella.

Elementi strutturali	Normativa	Manualistica		
PILASTRI				
Sollecitazioni: N	Metodi della scienza delle costru- zioni, condizioni più sfavorevoli di carico	Pilastri intermedi calcolati a sforzo normale centrato. Pilastri perimetrali più armati per te- nere conto degli effetti flessionali		
Н, b		$A = H \cdot b = \frac{N}{\sigma_{c,amm}}$		
A <sub>f</sub>	≥ 0,8 % Area s.n. fino a 2000 cm <sup>2</sup> ≥ 0,5 % Area s.n. ≥ 8000 cm <sup>2</sup>	≥ 0,8 % Area s.n. (almeno 4 ¢12-14)		
Armatura trasversale	$p_{st} \le \min(1/2 \text{ lato minore, 10} \oplus \min)$			
TRAVI				
Sollecitazioni: M, T	Metodi della scienza delle costru- zioni, condizioni più sfavorevoli di carico	Sollecitazioni su trave continua		
h		$h = r \sqrt{\frac{M}{b}} b$ (b assunta dal progettista, 30÷40 cm travi emergenti, 70÷80 travi a spessore)		
A <sub>f</sub>		$A_f = t \cdot \sqrt{M \cdot b}  (2 \text{ reggistaffe min})$		
A' <sub>f</sub>		2 reggistaffe min (tipicamente 2 ¢12)		
Armatura trasversale	50% staffe 50% piegati	Piegati: diagramma T/z e momenti resistenti. Staffe calcolate e disposte a passo costante in tutta la trave		

Tabella 4-1 Indicazioni per il progetto di travi e pilastri in c.a. tratte da norme e manuali [Masi et al. 2004]

I carichi sono stati valutati in base alle indicazioni tratte dalla manualistica e dagli elaborati progettuali, assumendo per gli accidentali il valore di 200 kg/m<sup>2</sup>, corrispondente ad una destinazione d'uso di civile abitazione. Si riporta di seguito l'analisi dei carichi relativa al solaio tipo valutata con interasse di 0.5m.

Soletta	100 kg/mq
Pignatte	88 kg/mq
Travetti	138 kg/mq
Massetto	42 kg/mq
Intonaco	28kg/mq
Pavimento	50 kg/mq
Incidenza tramezzi	50 kg/mq
Carico permanente totale	500 kg/mq

Tabella 4-2 Analisi dei carichi solaio tipo

Sulle travi perimetrali, oltre al carico trasmesso dal solaio, si è considerato il carico distribuito dei pannelli murari, pari a 9 kN/m.

## 4.2.1 Elementi strutturali

La verifica delle sezioni ed il calcolo delle armature sono stati effettuati con il metodo delle tensioni ammissibili, considerando un calcestruzzo con resistenza media di 200kg/cmq (19.6 MPa) e acciaio di tipo Aq42 con tensione di snervamento pari a 350 MPa e allungamento a rottura del 30%. I pilastri sono stati dimensionati considerando il solo sforzo normale centrato calcolato in base all'area di influenza, mentre le sollecitazioni nelle travi sono state valutate adottando lo schema di calcolo semplificato di trave continua su più appoggi. Tali aspetti risultano differenti dalle attuali pratiche progettuali

Le sezioni dei pilastri derivanti dal progetto simulato sono pari a 30x30cm e 30x40cm con percentuali di armatura tra 0.5 e 0.7% (quattro barre longitudinali di diametro pari a 14mm per le sezioni quadrate e sei barre per le sezioni rettangolari); la sezione delle travi emergenti è pari a 30x50 cm mentre quella delle travi a spessore di 80x20 cm. L'armatura trasversale è invece realizzata con staffe di diametro 6mm con passo 150mm e 200 mm per pilastri e travi rispettivamente. Si riportano di seguito gli elaborati grafici.



Figura 4-5 Trave emergente 30x50 cm



Sezione B-B





Figura 4-7 Telaio in direzione trasversale



Una progettazione di questo tipo si traduce in una completa mancanza del principio di gerarchia delle resistenze, dovuta principalmente ad un livello insufficiente di armature longitudinali nei pilastri rispetto alle travi, ancoraggi non sufficientemente efficaci nei nodi e nei pilastri, e scarso livello di armatura trasversale nei pilastri e nei nodi. Questo aspetto è emerso soprattutto nei recenti terremoti dove le rotture fragili dei pilastri e dei

nodi hanno caratterizzato il danneggiamento e in alcuni casi il collasso degli edifici in c.a. Nei prossimi capitoli saranno meglio evidenziati i danni cui è soggetta una struttura di questo tipo, sia dal punto di vista strutturale che non strutturale.

#### 4.2.2 Tamponature

Le tamponature assumono un ruolo di rilievo nella comprensione del comportamento globale della struttura. I tamponamenti sono pannelli murari di chiusura, realizzati con blocchi di laterizio leggero e connessi attraverso malta cementizia, che si trovano a contatto con gli elementi strutturali adiacenti, senza giunti di separazione né connettori che garantiscano un collegamento affidabile con lo scheletro del telaio. A causa delle incertezze comportamentali, nella pratica progettuale più comune e nelle Normative, i tamponamenti sono stati sempre considerati come elementi non strutturali, adducendo la considerazione che trascurare il loro contributo in termini di rigidezza e resistenza si traduca in una progettazione a favore di sicurezza.

L'osservazione dei danni causati in occasione di eventi sismici recenti indica che la presenza delle tamponature modifica radicalmente la risposta del telaio sotto carichi orizzontali; inoltre, a seconda delle loro caratteristiche meccaniche, della loro distribuzione all'interno del telaio e dell'interazione con gli elementi resistenti circostanti, gli effetti indotti possono essere molteplici. Queste infatti conferiscono in generale un aumento di rigidezza e di resistenza del sistema, aiutano in termini di capacità dissipativa riducendo notevolmente le sollecitazioni trasmesse allo scheletro portante.

Occorre, però, anche tener presente che la tamponatura provoca una modifica della risposta dinamica elastica: l'aumento di rigidezza implica una riduzione del periodo fondamentale della struttura, determinando perciò maggiori ordinate spettrali e quindi un incremento delle forze d'inerzia orizzontali indotte dal terremoto.

Il loro comportamento fragile inoltre va ad influenzare la risposta in campo non elastico: la crisi del tamponamento si manifesta in termini di rottura fragile, quindi l'azione sismica fino a quel momento assorbita da esso si scarica sugli elementi portanti del telaio con il rischio di un collasso improvviso della struttura.

Un aspetto importante è dato dall'interazione tra telaio e tamponamento durante l'evento sismico, governato da numerosi fattori come la geometria del sistema, le caratteristiche meccaniche dei materiali della tamponatura e del telaio e soprattutto la distribuzione dei tamponamenti all'interno della struttura. Si incontrano spesso casi di edifici in cemento armato che hanno resistito in maniera adeguata ad un'azione sismica proprio grazie ai

tamponamenti. Questo avviene per merito di una regolare distribuzione delle tamponature che porta a ridurre l'entità degli spostamenti in sommità, ad incrementare la resistenza nei confronti dei carichi orizzontali e consentire la dissipazione di una grande quantità di energia attraverso il loro danneggiamento. Il contributo offerto è reso evidente dal classico aspetto della lesione a croce di Sant'Andrea, che evidenza una rottura a taglio per carico ciclico.



Figura 4-8 Lesione a croce di Sant'Andrea

Se la distribuzione delle tamponature è irregolare o parziale, il comportamento strutturale può peggiorare. In questo caso infatti, le concentrazioni di sforzi dovute all'effetto di interazione locale prevalgono rispetto alla riduzione globale di sollecitazione; così i pilastri e le travi adiacenti ai pannelli possono manifestare una crisi prematura rispetto a quella che si avverrebbe in un telaio spoglio.



Figura 4-9 Rottura del pilastro in presenza di tamponature parziali in altezza



Figura 4-80 Plasticizzazione del pilastro

Nel caso di contributo negativo è perciò importante intervenire per evitare che danneggiamenti alle murature comportino conseguenze più gravi alle strutture; nel caso di contributo positivo, invece, la pratica di realizzare tamponamenti di buona qualità potrebbe essere utilizzata come sistema per migliorare la risposta sismica degli edifici. Si vuole sottolineare che, come si avrà modo di notare nel corso di questo lavoro, i

danneggiamenti alle tamponature rappresentano una delle maggiori problematiche dal punto di vista delle perdite economiche.

### 4.2.2.1 Modalità di collasso delle tamponature

A seguito degli eventi sismici susseguitesi negli anni e grazie alle continue ricerche sperimentali, si è reso possibile individuare le principali modalità di collasso delle tamponature. Si è osservato che per valori modesti delle azioni orizzontali, gli elementi costituenti il telaio restano a contatto con i pannelli murari, consentendo quindi un comportamento d'insieme; in tale circostanza, gli elementi del telaio a contatto con la

tamponatura sono soggetti a sforzi assiali, mentre il pannello presenta un funzionamento a taglio. L'aderenza tra telaio e tamponatura è modesta e viene quindi pregiudicata per effetto di un incremento delle azioni orizzontali. Con l'aumento delle deformazioni, il comportamento diventa molto complesso perché il telaio tende a deformarsi a flessione, mentre il pannello è soggetto ad una deformazione a taglio.

Come si osserva in Figura 4-11 e 4-12, il risultato è il distacco del pannello dalla maglia strutturale (eccetto l'angolo in cui viene applicato il carico, e quello diagonalmente opposto) e lo scorrimento relativo in direzione verticale ed orizzontale. A seguito della separazione, il comportamento a taglio del pannello si trasforma in un funzionamento a puntone disposto secondo la diagonale.

I meccanismi di rottura conseguenti ad un continuo incremento del carico possono essere cosi sintetizzai:

- Fessurazione diagonale (Figura 4-12): nella muratura si formano una serie di fessure lungo la diagonale compressa che possono manifestarsi attraverso giunti e mattoni oppure solo attraverso i giunti. Questa modalità può essere legata alla debolezza del telaio o dei giunti di malta, in presenza di pannelli murari con elevata resistenza.
- Scorrimento orizzontale (Figura 4-12): si manifesta attraverso uno scorrimento lungo i giunti di malta per effetto delle scarse qualità di quest'ultima e dell'elevata resistenza dei mattoni di laterizio.
- Compressione negli angoli di contatto con il telaio (Figura 4-11): si manifesta tramite uno schiacciamento locale degli angoli compressi, a causa della fragilità del pannello e dell'elevata resistenza del telaio.
- Compressione diagonale (Figura 4-11): i pannelli risultano debolmente resistenti a compressione, perciò si manifestano fessurazioni nella zona centrale.
- Taglio delle colonne (Figura 4-12): il collasso avviene per crisi a taglio delle colonne o dei nodi a contatto con la tamponatura; si manifesta quando il telaio è poco resistente rispetto al pannello murario.



Figura 4-11 Modalità di collasso per schiacciamento degli angoli e compressione diagonale



Figura 4-12 Modalità di collasso per fessurazione diagonale, scorrimento orizzontale e taglio delle colonne

Come fino ad ora descritto, le tamponature governano in maniera significativa la risposta sismica dei telai; è pertanto necessario introdurle nella modellazione del sistema, seppur il loro contributo viene spesso trascurato nella comune pratica progettuale.

Prima di descrivere le caratteristiche di modellazione, si illustra in Figura 4-13 la tipologia di tamponatura che permetterà di evidenziare gli effetti sul comportamento globale della struttura e sulle le sue prestazioni.



Figura 4-13 Tamponatura costituita da blocchi in laterizio con foratura verticale

Sono stati considerati blocchi di laterizio con percentuale di foratura verticale pari al 42% del volume totale. Si è supposta la presenza di giunti di malta cementizia con resistenza media a compressione di 5 MPa (composta da cemento, limo e sabbia con proporzioni 1:1:5) sia in direzione orizzontale, che verticale. I parametri meccanici che caratterizzano il comportamento delle tamponature vengono riportati nella seguente tabella.

f <sub>cv</sub> [MPa]	f <sub>ch</sub> [MPa]	E <sub>v</sub> [MPa]	E <sub>h</sub> [MPa]	G [MPa]
8.66	4.18	6401	5038	2547

Tabella 4-3 Caratteristiche meccaniche della muratura (Cavaleri et al. 2014)

I parametri in tabella sono stati estrapolati da studi sperimentali esistenti in letteratura e derivano da prove di compressione eseguite su provini in scala rappresentativi della muratura in direzione verticale, orizzontale e diagonale. Si sottolinea che la direzione verticale ed orizzontale del tamponamento corrispondono rispettivamente alla direzione parallela ed ortogonale ai fori. Le prime due colonne riportano la resistenza media a compressione della muratura in direzione verticale ed orizzontale rispettivamente;  $E_v$  ed  $E_h$  rappresentano i moduli di elasticità in direzione verticale ed orizzontale; nell'ultima colonna viene riportato il modulo di taglio.

# **4.3 MODELLO NUMERICO**

Le analisi di rischio sismico saranno svolte mettendo in evidenza i confronti tra due diverse configurazioni della struttura:

- Struttura nuda
- Struttura tamponata

Il primo caso è quello più utilizzato nella comune pratica progettuale dagli ingegneri, in cui si considerano i pannelli murari come elementi non strutturali che quindi non danno alcun contributo in termini di rigidezza e resistenza globale della struttura.

La scelta di confrontare le due configurazioni è dettata dall'obiettivo di mettere in evidenza le differenze in termini di risposta strutturale e, di conseguenza, in termini di perdite monetarie. In particolare, esse possono essere intese come limite superiore ed inferiore di un range che comprende le possibili risposte del sistema per effetto dell'azione sismica.

Si riporta in Figura 4-14 il modello 3D realizzato tramite il software SAP2000, di cui si discuterà in maniera più approfondita nei prossimi paragrafi.



Figura 4-14 Modello 3D [SAP2000]

### 4.3.1 Elementi strutturali

Avendo utilizzato il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000, per la modellazione di travi e pilastri sono stati utilizzati gli elementi "frames", in grado di reagire alle sollecitazioni assiali, flettenti, taglianti e torsionali. A tali elementi è necessario assegnare la corrispondente sezione trasversale: il programma di calcolo prevede la possibilità di definire delle sezioni "beam" da assegnare agli elementi prevalentemente soggetti a flessione (travi nel caso di studio), oppure delle sezioni "column" da assegnare agli elementi soggetti a sforzo normale e flessione (pilastri), per la cui definizione bisogna aggiungere alle armature longitudinali quelle trasversali (staffe). A partire dalle caratteristiche dei materiali e delle sezioni trasversali il programma costruisce la risposta elastica dei vari elementi strutturali.

Una struttura in cemento armato, soggetta a sollecitazioni di natura sismica, concentra generalmente il proprio comportamento non lineare alle estremità degli elementi strutturali di cui si compone.

Dovendo effettuare analisi statiche non lineari, è necessario localizzare puntualmente e definire le proprietà delle cerniere plastiche da assegnare agli elementi strutturali che contribuiscono alla resistenza ed alla rigidezza laterale: per la rappresentazione della fase plastica dei vari elementi, il programma prevede l'utilizzo delle "hinge properties". Il SAP permette inoltre di modellare automaticamente le cerniere plastiche attraverso dei "link" agevolando lo svolgimento delle analisi time-history non lineari con il metodo di integrazione diretta FNA (fast non linear analysis)

Le "hinge" sono cerniere plastiche che vengono localizzate agli estremi dell'elemento strutturale del quale si vuole considerare il comportamento in fase post-elastica. Per le curve momento-rotazione, il software fa riferimento alla normativa americana FEMA 356 (2000) nella quale il legame elasto-plastico è rappresentato tramite la curva di backbone illustrata in Figura 4-15.



Figura 4-15 Diagramma momento-curvatura "hinge properties"

Per quanto riguarda i solai in latero-cemento, essi sono stati omessi nel modello, considerando però la loro massa nel carico assegnato alle travi di piano. I telai sono connessi con diaframmi rigidi che non hanno rigidezza flessionale fuori piano. A tale scopo sono stati utilizzati i "rigid diaphragm constraint" che consentono ai nodi di piano di essere vincolati in modo da mantenere inalterata la posizione reciproca all'interno del piano stesso. Le masse sono state assegnate a partire dal peso proprio degli elementi strutturali e dal carico ad essi assegnato; quindi per ogni pano è stato considerato il peso proprio del solai, e il peso delle tamponature valutato sull'altezza d'interpiano.

## 4.3.1.1 Legami costitutivi

Al calcestruzzo viene assegnata la legge costitutiva di Mander, che si differenzia a seconda che la zona presa in considerazione sia confinata o meno. Le caratteristiche di resistenza sono state definite nel paragrafo 4.2.1.

La curva sforzo-deformazione di Mander, riferita alla zona compressa del calcestruzzo non confinato, si compone di un tratto curvilineo ed un tratto lineare decrescente (Figura 4-16).



Figura 4-16 Legge costitutiva di Mander per calcestruzzo non confinato (Manuale SAP2000)

I parametri che governano il comportamento vengono di seguito elencati:

- Deformazione calcestruzzo  $\varepsilon$
- Tensione calcestruzzo f
- Modulo di Young *E*
- Resistenza a compressione  $f_c$ '
- Deformazione  $\varepsilon_c$ ' corrispondente a  $f_c$ '
- Deformazione ultima  $\varepsilon_u$

Le equazioni che governano la legge di Mander sono:

per  $\varepsilon < 2 \varepsilon_c$ '

$$f = \frac{f'_c x r}{r - 1 + x^r}$$

Equazione 4-1

dove

$$x = \frac{\varepsilon}{2\varepsilon'_c} \qquad r = \frac{E}{E - \left(\frac{f'_c}{\varepsilon'_c}\right)}$$

per 2  $\varepsilon_c$  ' <  $\varepsilon$  <  $\varepsilon_u$  invece

$$f = \left(\frac{2f'_c r}{r-1+2^r}\right) \left(\frac{\varepsilon_u - \varepsilon}{\varepsilon_u - \varepsilon'_c}\right)$$

Equazione 4-2

Per quanto riguarda la legge costitutiva di Mander del calcestruzzo confinato, la resistenza a compressione e la deformazione ultima si basano sul confinamento offerto dalle staffe di armatura a taglio (definite al paragrafo 4.2.1). I parametri che definiscono la curva (Figura 4-17) vengono di seguito elencati:

- Modulo di elasticità secante *E*<sub>sec</sub>
- Resistenza a compressione del calcestruzzo confinato  $f_{cc}$  ' per effetto delle staffe e deformazione corrispondente  $\varepsilon_{cc}$  '
- Deformazione ultima  $\varepsilon_{cu}$  dipendente dal confinamento dell'armatura a taglio

L'equazione che definisce la curva sforzo-deformazione è:

$$f = \frac{f'_c x r}{r - 1 + x^r}$$

Equazione 4-3

dove

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon'_{cc}} \quad ; \quad \varepsilon'_{cc} = \left\{ 5\left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c}}\right) + 1 \right\} \varepsilon'_{c} \quad ; \quad E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon'_{cc}} \quad ; \quad r = \frac{E}{E - E_{sec}}$$



Figura 4-17 Legge costitutiva di Mander per calcestruzzo confinato (Manuale SAP2000)

È importante aggiungere che per tener conto del degrado di resistenza e rigidezza a seguito dei cicli di carico cui la struttura è sottoposta, si è considerato il comportamento isteretico di Takeda rappresentato in Figura 4-18.



Figura 4-18 Modello isteretico azione-defofrmazione di Takeda per carichi ciclici crescenti (Manuale SAP2000)

Per quanto riguarda le armature invece (parametri al paragrafo 4.2.1), viene adottata la legge costitutiva di Figura 4-19, combinata con il comportamento isteretico di tipo cinematico "Kinematic" (Figura 4-20).

La legge costitutiva è caratterizzata da un comportamento iniziale elastico, seguito da uno elastico perfettamente plastico, e un ultimo tratto di *hardening*. I parametri presi in considerazione sono:

• Deformazione acciaio  $\varepsilon$ 

- Tensione acciaio f
- Modulo di Young *E*
- Tensione di snervamento  $f_y$ , cui corrisponde una deformazione  $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E}$
- Deformazione corrispondente all'inizio del tratto di hardening  $\varepsilon_{sh}$
- Deformazione ultima  $\varepsilon_u$



Figura 4-14-9 Legge costitutiva delle barre di armatura (Manuale SAP2000)

La curva sforzo-deformazione è definita dalle seguenti equazioni, corrispondenti alle tre differenti regioni:

se  $\varepsilon \leq \varepsilon_y$  (ramo elastico)

 $f = E \varepsilon$ 

Equazione 4-4

se  $\varepsilon_y < \varepsilon \leq \varepsilon_{sh}$  (ramo perfettamente plastico)

 $f = f_y$ 

Equazione 4-5

se  $\varepsilon_{sh} < \varepsilon \leq \varepsilon_u$  (ramo di hardening)

$$f = f_y + (f_u - f_y) \sqrt{\frac{\varepsilon - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}}}$$

Equazione 4-6

Il modello isteretico considerato è di tipo cinematico. Tale comportamento traduce la significativa dissipazione di energia osservata nei materiali duttili, come in questo caso l'acciaio.



Figura 4-20 Modello isteretico cinematico per carichi ciclici crescenti (Manuale SAP2000)

## 4.3.2 Tamponature

Oltre agli elementi strutturali portanti, nel modello numerico della struttura si è tenuto conto della presenza dei tamponamenti che influenzano notevolmente la risposta sismica dei telai. L'argomento ha presentato nel tempo un interesse sempre maggiore da parte della comunità scientifica, portando alla pubblicazione di una serie di trattazioni e studi aventi come punto di partenza esperienze sperimentali basate su prove pseudo-dinamiche svolte su campioni di muratura realizzati in scala o in dimensioni reali. Si citano alcuni dei più ricorrenti studi: Holmes (1961), Stafford Smith (1966), Stafford Smith e Carter (1969), Mainstone (1971), Decanini et al. (1993), Durrani e Luo (1994), Panagiotakos e Fardis (1996), Papia et al. (2003). I risultati hanno indicato che è possibile riprodurre il comportamento delle tamponature attraverso dei macro-modelli, ovvero basati sull'utilizzo di bielle diagonali che simulano il comportamento globale, riproducendone gli effetti a grande scala. La scelta di elementi diagonali è dettata dall'osservazione dei meccanismi di collasso dei tamponamenti; infatti si è detto precedentemente che a seguito del distacco fra il pannello e la maglia strutturale e della fessurazione per taglio, la diagonale del pannello risulta essere l'unica porzione che ancora risente delle sollecitazioni trasmesse dal telaio. In origine, il pannello veniva schematizzato con un'unica biella, ma nel tempo si sono evoluti numerosi modelli che hanno evidenziato la necessità di simulare la risposta dei tamponamenti soggetti a cicli di carico attraverso due bielle incrociate; in questo modo le singole bielle entrano in gioco per una sola direzione del carico.

Nel presente lavoro di tesi si sostituiscono i pannelli murari con due puntoni diagonali incrociati, utilizzando elementi di tipo "multilinear plastic link" (Figura 4-14) governati dal "modello di isteresi di Pivot" (Cavaleri et al 2014), disponibili nel codice di calcolo agli elementi finiti.

Il primo importante passo per sviluppare il modello a biella equivalente consiste nella definizione delle proprietà meccaniche lungo la diagonale della muratura, come viene illustrato nel seguente paragrafo.

## 4.3.2.1 Proprietà meccaniche lungo la diagonale del pannello

Recenti studi sperimentali (Cavaleri et al. 2013) hanno dimostrato come la definizione del modulo elastico  $E_d$  lungo la diagonale e del coefficiente di Poisson  $v_d$  può essere molto complicata in termini di preparazione dei provini. Tale difficoltà può essere superata se si assimila il comportamento della muratura a quello di una piastra ortotropa omogenea, permettendo così l'utilizzo delle proprietà elastiche lungo le due direzioni principali (orizzontale e verticale) per derivare le proprietà elastiche lungo la diagonale. I parametri da prendere in considerazione sono i moduli elastici e i coefficienti di Poisson in ciascuna delle due direzioni principali.



Figura 4-21 Schema di compressione lungo la diagonale [Cavaleri et al. 2013]

Assumendo la piastra ortotropa con assi principali 1 e 2, il modulo di Young  $E_d$  e il coefficiente di Poisson  $v_d$  in direzione diagonale (direzione *d* ottenuta ruotando in senso orario l'asse 1 di una quantità  $\theta$ ) possono essere valutati attraverso le seguenti relazioni:

$$\frac{1}{E_d} = \frac{1}{E_1} (\cos\theta)^4 + \left[\frac{1}{G_{12}} - \frac{2\nu_{12}}{E_1}\right] (\sin\theta\cos\theta)^2 + \frac{1}{E_1} (\sin\theta)^4$$
Equazione 4-7

$$\nu_d = E_d \left[ \frac{\nu_d}{E_1} ((sen\theta)^4 + (cos\theta)^4) - \left[ \frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} - \frac{1}{G_{12}} \right] (sen\theta cos\theta)^2 \right]$$
  
Equazione 4-8

Dove i moduli elastici nelle direzioni principali  $E_1 E_2$ , il modulo di taglio  $G_{12}$  e il coefficiente di Poisson  $v_{12}$ , sono parametri noti. Tale approccio semplifica notevolmente il problema, poiché permette di assumere un comportamento isotropo della muratura, nonostante questa sia un materiale non omogeneo a causa dell'accostamento di mattoni e malta.

Definite le proprietà dei puntoni, si deve ora determinare la loro geometria.

#### 4.3.2.2 Geometria delle bielle

La geometria della sezione può essere determinata imponendo l'equivalenza tra la rigidezza laterale del telaio reale e la rigidezza laterale del telaio in cui il tamponamento viene schematizzato mediante un puntone (Figura 4-22). Più in generale si vuole determinare la larghezza w della biella, poiché lo spessore t è noto (profondità reale del pannello) ed i parametri meccanici anche.



Figura 4-22 (a) struttura reale; (b) struttura semplificata

La procedura per la valutazione della larghezza w del puntone consiste nell'uguagliare la rigidezza laterale  $\overline{D}_i$  del telaio (a) con la rigidezza laterale  $D_i$  del telaio (b).

$$D_i = D_i$$

Equazione 4-9
La rigidezza laterale del telaio reale è stata calcolata dagli autori con una modellazione a piastra del pannello murario, utilizzando un software di calcolo agli elementi finiti ed elaborando una soluzione esatta della struttura.

La rigidezza laterale del telaio semplificato può essere calcolata scomponendo la struttura in due sottosistemi:

$$D_i = D_d + D_f$$

Equazione 4-10

dove  $D_d$   $D_f$  sono le rigidezze dei sottosistemi (b) e (c) rispettivamente, illustrati in figura.



Figura 4-23 Scomposizione del telaio semplificato

Le rigidezze laterali dei due schemi (b) e (c) possono essere valutate con buona approssimazione imponendo la condizione che le forze orizzontali applicate producano uno spostamento unitario del punto di mezzeria dell'elemento orizzontale. Le espressioni delle rigidezze sono le seguenti:

$$D_d = \frac{k_d \cos^2(\theta)}{1 + \frac{k_d}{k_c} \sin^2(\theta) + \frac{1}{4} \frac{k_d}{k_b} \cos^2(\theta)}$$

Equazione 4-11

$$D_f = 24 \frac{E_f I_c}{h'^3} \left[ 1 - 1.5 \left( 3 \frac{I_b}{I_c} \frac{h'}{l'} + 2 \right)^{-1} \right]$$

Equazione 4-12

dove  $k_d$ ,  $k_c$  e  $k_b$  sono le rigidezze assiali della biella, dei pilastri e della trave rispettivamente:

$$k_d = \frac{E_d t w}{d}$$
;  $k_c = \frac{E_f A_c}{h'}$ ;  $k_b = \frac{E_f A_b}{l'}$ 

73

 $E_d$  ed  $E_f$  sono i moduli elastici del pannello (in direzione diagonale) e del calcestruzzo;  $A_c$ e  $A_b$  le aree della sezione trasversale dei pilastri e della trave; t è lo spessore della biella, che corrisponde allo spessore del pannello; w è la larghezza della biella (incognita); d è la lunghezza della biella; h' l'altezza dei pilastri calcolata fino all'asse della trave; l' la lunghezza della trave calcolata come distanza tra gli assi dei pilastri;  $I_c$  e  $I_b$  sono i momenti di inerzia del pilastro e della trave rispettivamente.

L' unico parametro incognito è la larghezza w del puntone, che con le opportune sostituzioni può essere così definita:

$$\frac{w}{d} = \frac{\overline{D}_i - D_f}{E_d \ t \ \cos^2\theta} \left( 1 - \frac{\overline{D}_i - D_f}{k_c} \left( \frac{h'^2}{l'^2} + \frac{1}{4} \frac{k_c}{k_b} \right) \right)^{-1}$$

Equazione 4-13

Con la relazione appena descritta si può determinare la larghezza della biella, ma è prima necessario passare per la soluzione esatta. Per semplificare il problema, gli autori, in accordo con ricerche ampiamente note in letteratura, hanno introdotto il parametro  $\lambda^*$  dipendente dalle caratteristiche elastiche e geometriche del sistema; si può tuttavia individuare il legame:

$$\frac{w}{d} = f(\lambda^*)$$

#### Equazione 4-14

Questo è possibile imponendo che la differenza  $\overline{D}_i - D_f$  sia la reale rigidezza laterale del telaio tamponato che deve quindi tener conto delle reali condizioni di carico. Come si osserva in figura infatti, le tensioni normali e tangenziali all'interfaccia pannello-telaio decrescono dagli angoli verso i bordi, in accordo con la soluzione esatta.



Figura 4-24 Variazione del contatto all'interfaccia per effetto dei carichi verticali [Campione G. et al. 2015]

Così, una volta fissati il coefficiente di Posson, i carichi verticali e il rapporto 1 / h, la rigidezza laterale può essere definita:

$$\overline{D}_i - D_f = D_d = \psi E_d t$$

Equazione 4-15

dove  $\psi$  dipende dall'estensione della zona di contatto tra telaio e muratura. Ponendo inoltre

$$\lambda^* = \frac{E_d}{E_f} \frac{t}{A_c} \frac{h'}{l'^2} + \frac{1}{4} \frac{A_c}{A_b} \frac{h'}{l'}$$

Equazione 4-16

l'equazione 4-13 può essere riscritta nella seguente forma:

$$\frac{w}{d} = \frac{1}{\cos^2\theta} \frac{1}{\psi^{-1} - \lambda^*}$$

Equazione 4-17

In seguito, Cavaleri et al. (2005, 2008, 2014) hanno proposto un'espressione semplificata che si avvicina in termini di risultati, a quella precedente:

$$\frac{w}{d} = k \frac{c}{z} \frac{1}{(\lambda^*)^{\beta}}$$

Equazione 4-18

dove

$$k = [1 + (18\lambda^* + 200)\varepsilon_v] \frac{1}{0.75 + 0.25 \frac{l}{h}}$$

75

$$\varepsilon_{\nu} = \frac{F_{\nu}}{2A_c E_f} \quad ; \quad z = 1 + 0.25 \left(\frac{l}{h} - 1\right)$$

con Fv che è il carico totale agente sul portale

$$c = 0.249 - 0.0116 v_d + 0.567 v_d^2$$
$$\beta = 0.146 - 0.0073 v_d + 0.126 v_d^2$$

In questo modo è quindi possibile calcolare la larghezza del puntone semplicemente conoscendo le caratteristiche geometriche e meccaniche che determinano  $\lambda^*$  e gli altri coefficienti sopracitati.

Nel caso in cui i pannelli di muratura presentino delle aperture, la larghezza della biella equivalente viene ridotta introducendo un coefficiente riduttivo  $\rho$  (Decanini et al. 2012).

$$\rho = 0.55 \exp(-0.035 \alpha_a) + 0.44 \exp(-0.025 \alpha_a)$$

dove

$$\alpha_a = \frac{l_0 h_0}{L H} \ 100$$

con  $l_0$  e  $h_0$  rispettivamente pari alla lunghezza e altezza dell'apertura.

### 4.3.2.3 Legge costitutiva

Il modello isteretico di Pivot nasce come strumento per ottenere risultati affidabili a seguito di analisi dinamiche non lineari. Questo modello si basa principalmente su regole geometriche che definiscono i rami di carico e scarico, ed è in grado di rappresentare le caratteristiche dei cicli di isteresi reali come si è osservato in prove sperimentali (Cavaleri et al. 2014).

Si riporta tale legge in Figura 4-25: essa risulta completamente definita quando vengono assegnati gli inviluppi di resistenza a trazione e a compressione (valori di snervamento a trazione e compressione  $F_{y1}$ ,  $F_{y2}$ ). I parametri che governano il modello sono i seguenti:

 α<sub>1</sub> posiziona il punto di Pivot di scarico verso zero da un valore positivo della forza. Si scarica lungo il ramo elastico, fino ad arrivare al valore negativo che corrisponde a  $\alpha_1$  volte la forza positiva allo snervamento. Viceversa, per il parametro  $\alpha_{2;}$ 

•  $\beta_1$  posiziona il punto di Pivot di inversione da zero verso la forza positiva. Il ricarico avviene verso un punto sul ramo elastico che ha valore di forza pari a  $\beta_1$  volte la forza di snervamento positiva (0.0 < $\beta_1$  <1.0). Oltre quel punto, il caricamento avviene lungo la secante fino al punto di massima deformazione sulla curva. Viceversa, per il parametro  $\beta_2$ .



Figura 4-25 Legge isteretica di Pivot [Cavaleri et al. 2013]

Tale modello si può ulteriormente semplificare se applicato al caso del puntone equivalente, poiché la muratura non offre contributi significativi in termini di resistenza a trazione; quindi  $\alpha_1 \ e \ \beta_1$  sono nulli. Inoltre, tali sistemi non ottengono rigidezza all'inversione del carico fino a quando non viene recuperata l'intera deformazione plastica, quindi anche  $\beta_2$  si ipotizza nullo. La legge è così governata dal solo parametro  $\alpha_2$  il cui valore è compreso tra 0.25 e 0.5, come osservato sperimentalmente.

Come illustrato in figura 4-26, si ottiene una semplificazione del modello in cui: P<sub>3</sub> diventa il punto fondamentale di Pivot che guida le direzioni dei rami di scarico; P<sub>3</sub> viene identificato a partire dalla forza di compressione allo snervamento  $F_{y2}$  e il parametro  $\alpha_2$ . I punti  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$  dell'inviluppo a compressione rappresentano rispettivamente la forza di snervamento, il picco di resistenza, e il suo decremento del 30%.



Figura 4-26 Legge isteretica di Pivot per il puntone equivalente [Cavaleri et al. 2013]

Si definiscono ora le relazioni che caratterizzano la curva di *backbone* trilineare che governa il comportamento del puntone.

- La resistenza di picco S2 viene valutata attraverso una procedura iterativa proposta dagli autori stessi; si assume cioè che la resistenza globale del sistema tamponato sia data dalla somma della resistenza laterale del "bare frame" e della componente orizzontale di resistenza del puntone (incognita).
- Rigidezza iniziale e post-elastica

$$K_1 = \frac{E_d t w}{d}$$

Equazione 4-19

$$K_2 = \beta K_1$$

Equazione 4-20

dove  $\beta = 0.15$  (coefficiente empirico)

• Resistenza al limite elastico

$$S_1 = \alpha S_2$$

Equazione 4-21

dove  $\alpha = 0.4$  (coefficiente empirico)

• Spostamenti corrispondenti a S<sub>2</sub> e S<sub>3</sub>

$$\delta_1 = \frac{S_1}{K_1} \qquad \delta_2 = \frac{S_2}{K_2}$$

Equazione 4-22

• Ramo di *softening* definito da

$$S_3 = 0.7 S_2 \qquad \delta_3 = \frac{1}{\zeta} \log \left[ \frac{S_2}{S_3} \exp(\zeta \, \delta_2) \right]$$

Equazione 4-23

dove  $\zeta = 0.02$  (coefficiente empirico).

### 4.3.2.4 Parametri inerenti al caso studio

Considerando le caratteristiche geometriche e meccaniche definite al paragrafo 4.2.1 relative agli elementi strutturali, e le caratteristiche meccaniche definite in Tabella 4-3 per la muratura, si riportano di seguito i parametri di definizione del modello a puntone equivalente.

In tabella 4-4 vengono riportate le caratteristiche geometriche del telaio (fare riferimento alla Figura 4-22 per nomenclatura); si è seguita la procedura descritta al paragrafo 4.3.2.2 per definire la larghezza *w* del puntone.

In tabella 4-5 si riportano i parametri che definiscono la curva di backbone *forza-spostamento* relativa alla muratura, per la cui procedura si rimanda al paragrafo precedente.

l' [mm]	5000
h' [mm]	3000
l [mm]	4700
h [mm]	2700
d [mm]	5420.332
θ [rad]	0.54042
1/Ed	0.00019
Ed [MPa]	5326.9
vd	0.043
Ac [mmq]	90000
Ab [mmq]	150000
Ef [MPa]	29962
εv	1.9E-05
Z	1.2E+00
λ*	4.4E-01
k	1.0E+00
с	2.5E-01
β	1.5E-01
w [mm]	895.99
K1 [N/mm]	176110.9
K2 [N/mm]	26416.63

Tabella 4-4 Parametri geometrici e meccanici muratura

	Punti caratteristici
S1 [kN]	73.097
S2 [kN]	182.743
S3 [kN]	127.920
δ1 [mm]	0.4151
δ2 [mm]	4.5657
δ3 [mm]	22.3994

Tabella 4-5 Parametri legge costitutiva

Definiti i modelli tridimensionali della struttura "nuda" e "tamponata", si procede con lo svolgimento delle analisi strutturali e prestazionali che conducono alla valutazione delle perdite economiche legate, oltre che al comportamento globale della struttura, anche alla pericolosità sismica del sito.

# 5. ANALISI DI PERICOLOSITÀ DEL SITO

### **5.1 INTRODUZIONE**

Tra le procedure suggerite dalla metodologia FEMA P-58, in questo lavoro di tesi si propone una serie di valutazioni delle perdite di tipo "*intensity-based*", seguita dalla tipologia "*time-based*". quest'ultima valuta le probabili performance di un edificio in uno specifico periodo di tempo, considerando tutti i terremoti che possono verificarsi in tale periodo e la probabilità di occorrenza associata a ciascun evento. Il periodo di tempo dipende dall'interesse e dai bisogni dei decisori.

Questo tipo di valutazione richiede la definizione di una "*curva di hazard*" del sito che rappresenta la frequenza media annua di superamento delle accelerazioni spettrali valutate in corrispondenza del periodo fondamentale di vibrazione della struttura, per diversi livelli di intensità. È pertanto necessario definire un certo numero di spettri "target" di risposta in accelerazione, corrispondenti a diversi periodi di ritorno dell'azione sismica.

Per ogni livello di intensità è poi necessario generare un set di coppie di accelerogrammi (nelle due direzioni principali orizzontali della struttura) spettro-compatibili con lo spettro elastico di riferimento: questi vengono utilizzati per lo svolgimento delle analisi timehistory non lineari.

I risultati delle analisi strutturali, espressi in termini di spostamenti di interpiano, rappresentano i parametri di domanda utilizzati nella procedura Monte Carlo per calcolare le probabili prestazioni dell'edificio. Le prestazioni, ponderate dalla frequenza di occorrenza delle intensità di riferimento, consentono la determinazione delle perdite economiche medie annuali.

Per fare questo, come si osserva in Figura 5-1, la curva di hazard viene suddivisa in un certo numero di intervalli  $\Delta e_i$ , il cui punto centrale è rappresentato dal valore di accelerazione spettrale; la probabilità annua di occorrenza  $\Delta \lambda_i$  dell'evento sismico è calcolata come differenza tra i valori di frequenza media annua di superamento in corrispondenza dei punti estremi dell'intervallo.

La procedura "*time-based*" consiste quindi in una sequenza di valutazioni "*intensity-based*" all'interno di un range di hazard sismici compresi tra il più basso livello di

intensità che comporta danni poco significativi, fino al limite superiore in cui la totale perdita è altamente probabile.



Figura 5-1 Esempio di caratterizzazione della pericolosità (curva di "hazard" in scala logaritmica) [Fonte FEMA P-58, 2012]

Come suggerito nelle linee guida FEMA P-58, per ottenere una stima attendibile dei risultati, le analisi time history non lineari devono essere condotte per almeno otto livelli di intensità che rappresentano gli intervalli lungo la curva di hazard. Per ogni livello di intensità, si devono generare sette coppie di accelerogrammi.

# 5.2 PERICOLOSITÀ DEL SITO

L'edificio è stato considerato ad uso residenziale e situato nell'area urbana della città di Reggio Calabria, in zona sismica 1, corrispondente ad una elevata pericolosità nel verificarsi dei terremoti.

Nei riguardi dell'azione sismica, l'obiettivo è il controllo del danneggiamento dell'edificio a seguito di eventi che possono verificarsi nel sito di costruzione con una certa probabilità.

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al punto 3.2 del D.M. 17 gennaio 2018 "*Nuove norme tecniche per le Costruzioni*". L'elemento base per la determinazione delle azioni sismiche è la conoscenza della pericolosità sismica del sito di costruzione. Essa è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica

orizzontale, ed in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione S(T) ad essa corrispondente; questo fa riferimento a prefissate probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ . Considerando le relazioni e le tabelle riportate nel Capitolo 3, per un edificio ad uso residenziale (con vita nominale di 50 anni e coefficiente di classe d'uso Cu=1) il periodo di riferimento  $V_R$  risulta pari a 50 anni.

Con riferimento alle vigenti norme, sono state considerate nove diverse probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per definire l'azione sismica. Ad ogni valore di probabilità di occorrenza corrisponde un valore del periodo di ritorno dell'azione sismica pari a:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Equazione 5-1

I risultati vengono riportati in Tabella 5-1

P <sub>VR</sub>	81%	63%	50%	39%	30%	22%	10%	5%	2%
T <sub>R</sub> [anni]	30	50	72	101	140	201	475	975	2475

Tabella 5-1 Probabilità di eccedenza in 50 anni e periodi di ritorno corrispondenti

Note le coordinate di latitudine e longitudine del sito, le caratteristiche topografiche, la categoria di sottosuolo e la classe d'uso (Tabella 5-2), sono stati ricercati i parametri necessari per la valutazione della domanda di accelerazione sismica, per ognuno dei nove periodi di ritorno (Tabella 5-3).

Vita nominale	50 anni		
Classe d'uso	II		
Longitudine	15.6621		
Latitudine	38.1115		
Categoria suolo	Α		
Coefficiente topografico	1		
Taballa 5 0			

Tabella 5-2

T <sub>R</sub> [anni]	a <sub>g</sub> [g]	Fo	Tc*	
30	0.067	2.303	0.274	
50	0.090	2.285	0.289	
72	0.109	2.281	0.299	
101	0.130	2.301	0.313	
140	0.153	2.323	0.321	
201	0.183	2.349	0.332	
475	0.270	2.414	0.362	
975	0.363	2.466	0.389	
2475	0.512	2.513	0.442	
Tabella 5-3				

I parametri ottenuti sono utili a ricavare gli spettri di risposta in accelerazione, caratterizzati da valori di PGA corrispondenti a nove periodi di ritorno o, in modo equivalente, a nove diverse probabilità di superamento nel tempo di riferimento pari a 50 anni.

Le formule utilizzate per disegnare gli spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali sono quelle riportate nel paragrafo 3.2.3.2.1 del capitolo 3 del D.M. 2018.

$$S_a(T) = a_g S \eta F_0 \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \qquad 0 \le T < T_B$$

$$S_a(T) = a_g \, S \, \eta \, F_0 \qquad \qquad T_B \le T < T_C$$

$$S_a(T) = a_g \, S \, \eta \, F_0\left(\frac{T_C}{T}\right) \qquad \qquad T_C \le T < T_D$$

$$S_a(T) = a_g S \eta F_0\left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right) \qquad T_D < T$$

Dove

- *S* è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
- η è il fattore di alterazione dello spettro elastico da valutarsi in funzione dei coefficienti di smorzamento viscoso;
- $F_0$  è il fattore di amplificazione spettrale su suolo rigido orizzontale;
- $T_C$  il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;

- *T<sub>B</sub>* il periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro;
- $T_D$  il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro.

Lo spettro elastico sintetizza la risposta massima (in termini di accelerazione, velocità e spostamento) di oscillatori semplici di diverso periodo, a comportamento elastico lineare. Più in particolare, lo spettro di risposta in termini di spostamento riporta, per un certo valore di smorzamento e al variare del periodo dell'oscillatore semplice, i valori massimi dello spostamento della massa durante l'eccitazione sismica; ottenuto un punto dello spettro di spostamento, velocità ed accelerazione vengono ricavati per derivazione.

Esso rappresenta quindi le principali caratteristiche di un terremoto o dei terremoti che potrebbero verificarsi in un dato sito, e non dipende dal tipo di struttura e dal suo comportamento nei confronti del sisma.

Si riportano di seguito gli spettri elastici per cui è stato considerato un coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale pari al 5%.



Figura 5-2 Spettri di risposta elastici smorzati del 5%, corrispondenti a nove differenti periodi di ritorno TR

In Figura 5-2 sono stati riportati con la linea continua gli spettri di Normativa, mentre con la linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

### 5.3 CURVA DI HAZARD

A partire dagli spettri elastici in accelerazione appena definiti, è stato possibile selezionare le accelerazioni spettrali  $S_a(T)$  corrispondenti al periodo medio fondamentale della struttura. Avendo considerato due configurazioni strutturali, ovvero telaio nudo e tamponato (di seguito verranno indicati come *BF* - *Bare Frame*, *IF* - *Infilled frame*), si riportano in tabella i periodi ottenuti dalle analisi modali, espressi come valori medi dei periodi di vibrazione fondamentali nelle due direzioni principali della struttura.

Tipologia	T [s]
Infilled frame	0.6
Bare frame	1

Tabella 5-4 Periodi medi di vibrazione

Come ci si aspettava, la modellazione elastica tridimensionale dell'edificio ha evidenziato la notevole differenza tra le due configurazioni strutturali in termini di periodi propri; questo trova giustificazione a causa dell'effetto irrigidente dei pannelli murari in entrambe le direzioni della struttura. Di conseguenza, si vuole evidenziare che l'ipotesi spesso adottata di trascurare la rigidezza delle tamponature, potrebbe condurre a gravi errori nella valutazione del comportamento sismico degli edifici.

La curva di hazard che è stata successivamente implementata in PACT, viene definita in termini di frequenza media annua di superamento (MAFE - Mean Annual Frequency of Exceedence), in funzione delle accelerazioni spettrali  $S_a(T)$  precedentemente determinate. Ricordando che la frequenza media annua di superamento corrispondente a ciascuna probabilità altro non è che l'inverso del periodo di ritorno dell'azione sismica, si riportano in Tabella 5-5 i parametri delle nove intensità (IMi) considerate, utili per il tracciamento delle curve di hazard (Figura 5-3).

Livelli di	Tr	MAFE [%]	PGA (g)	S <sub>a</sub> (T) IF	$S_a(T) BF$
intensità	[anni]				
IM1	30	3.33	0.067	0.070	0.039
IM2	50	2.00	0.090	0.099	0.054
IM3	72	1.39	0.109	0.124	0.068
IM4	101	0.99	0.130	0.156	0.085
IM5	140	0.71	0.153	0.191	0.104
IM6	201	0.50	0.183	0.238	0.130
IM7	475	0.21	0.270	0.392	0.216
IM8	975	0.10	0.363	0.580	0.319
IM9	2475	0.04	0.512	0.853	0.465

Tabella 5-5 MAFE e accelerazioni spettrali corrispondenti, per nove livelli di intensità sismica



Figura 5-3 Curve di Hazard considerate per le analisi strutturali

Come era logico attendersi, al crescere della probabilità annua di eccedenza diminuiscono le ordinate dello spettro elastico in accelerazione. Si osserva inoltre che, a parità di accelerazione spettrale Sa(T), la struttura tamponata *IF* presenta una frequenza di superamento maggior rispetto al sistema *BF*. Tale comportamento, come spiegato precedentemente, è legato all'effetto irrigidente dei pannelli murari.

## **5.4 ACCELEROGRAMMI**

L'azione sismica per le analisi dinamiche non lineari può essere rappresentata attraverso storie temporali in termini di accelerazione. L'accelerogramma viene adottato nell'integrazione numerica delle equazioni differenziali del moto, per poter ottenere la risposta strutturale.

Gli scuotimenti del terreno si verificano in tre dimensioni, ed è quindi necessario esprimere l'azione sismica agente simultaneamente nelle due direzioni orizzontali e in quella verticale. Quest'ultima componente viene però trascurata perché non produce impatti significativi nei confronti del danno.

La descrizione del moto sismico può essere ottenuta utilizzando tre categorie di accelerogrammi: registrazioni artificiali compatibili con lo spettro di progetto, registrazioni sintetiche ottenute da modelli sismologici, registrazioni di reali accelerogrammi. Tale distinzione è riportata sia nell'EC8 che nelle NTC2018: "Gli stati limite, ultimi e di esercizio, possono essere verificati mediante l'uso di accelerogrammi, o artificiali o simulati o naturali".

In questo studio si è fatto riferimento alla prima categoria. Gli accelerogrammi artificiali possono essere definiti come registrazioni di eventi realmente accaduti, modificati in modo da avere uno spettro di risposta compatibile, entro una tolleranza del 10%, con uno spettro "target", attraverso una manipolazione nel dominio delle frequenze.

In particolare, i segnali artificiali utilizzati sono stati riprodotti dal codice *Simqke*, il quale genera i segnali direttamente da uno spettro di riferimento senza richiedere parametri sismologici come magnitudo, distanza e sito. Infatti, invece di questi parametri, il software richiede all'utente direttamente il valore della PGA, o meglio, deduce tale valore dallo spettro di risposta definito in fase di partenza.

Il codice simula un terremoto artificiale sovrapponendo onde sinusoidali e generando una serie di Fourier stazionaria, le cui ampiezze sono definite da un rapporto con lo spettro di risposta target. È su questo legame che si basa il metodo, e grazie ad una scelta casuale delle fasi si rende possibile la diversità di due registrazioni compatibili con lo stesso spettro di riferimento.

Sulla base delle caratteristiche appena citate, e seguendo quanto suggerito dalla metodologia FEMA P-58, sono state generate sette coppie di accelerogrammi spettrocompatibili con ciascuno dei nove spettri di risposta elastici in accelerazione definiti nel Paragrafo 5.3 e riportati in Figura 5-2. In totale sono state generate ed applicate ad ogni struttura, 63 coppie di accelerogrammi (9 livelli di intensità x 7 coppie).

A titolo di esempio, si riportano di seguito solo nove accelerogrammi, ovvero uno per ogni livello di intensità selezionato.



Figura 5-6 T<sub>R</sub>=72 anni





Figura 3-12  $T_R$  = 2475 amm

Come ci si aspettava, la massima accelerazione raggiunge valori sempre maggiori per periodi di ritorno più alti, ovvero per eventi sismici più "rari".

# 6. ANALISI STRUTTURALI PER LA VALUTAZIONE DELLA FRAGILITÀ AL COLLASSO

### **6.1 INTRODUZIONE**

Dopo aver realizzato i modelli numerici relativi alle due configurazioni strutturali e dopo aver studiato la pericolosità sismica del sito in maniera dettagliata, in questo capitolo vengono descritti i risultati di un esaustivo set di analisi strutturali per caratterizzare il comportamento e le prestazioni dei casi studio considerati.

Come si è osservato nel diagramma di flusso di Figura 3-6, il processo di valutazione delle perdite inizia determinando l'eventualità al collasso dell'edificio. A tal fine, è necessario sviluppare la funzione di fragilità al collasso dell'edificio, ovvero una relazione che esprime la probabilità che si verifichi il collasso in funzione dell'intensità sismica selezionata. La probabilità di collasso viene espressa attraverso una distribuzione log-normale delle accelerazioni spettrali in corrispondenza del periodo medio fondamentale della struttura, considerando una dispersione  $\beta$  dipendente dalle incertezze di modello e analisi, come si avrà modo di vedere. Per edifici di altezza non elevata, come quelli oggetto di studio di questo lavoro, tali funzioni possono essere approssimate utilizzando procedure semplificate basate su analisi statiche non lineari (analisi di Pushover). In particolare, a partire da relazioni empiriche rappresentative dei rami caratteristici delle curve IDA (Analisi Dinamica Incrementale) studiate per molti sistemi semplici, in recenti studi (Vamvatsikos, Cornell, 2006) è stato dimostrato che le curve di Pushover possono essere utilizzate per stimare la risposta dinamica non lineare di un sistema. Le ricerche hanno portato alla realizzazione di un software, sviluppato in Excel e conosciuto come SPO2IDA (Static Pushover 2 Incremental Dynamic Analysis), che permette di convertire le curve di Pushover in termini di risultati approssimativi dell'analisi dinamica incrementale. Questo strumento è stato quindi utilizzato per generare le fragilità al collasso.

# 6.2 VALUTAZIONE DELLE FUNZIONI DI FRAGILITÀ AL COLLASSO ATTRAVERSO ANALISI DI PUSHOVER

### 6.2.1 Analisi statica non lineare: Pushover (SPO)

Il primo step consiste nell'applicazione di analisi Pushover alle strutture in esame. Questo tipo di analisi tiene conto del comportamento non lineare della struttura, la cui capacità sotto effetto del sisma è fortemente influenzata dalla sua duttilità. È quindi necessario cogliere i cambiamenti nella risposta della struttura qualora essa supera il comportamento elastico, mostrando una progressiva plasticizzazione dei vari elementi.

L'analisi statica non lineare consiste nel sottoporre la struttura ai carichi gravitazionali e successivamente ad un sistema di forze laterali che simulano le forze di inerzia. Tali forze vengono incrementate monotonamente mantenendo costanti i relativi rapporti fino al raggiungimento di uno spostamento del punto di controllo della struttura (baricentro dell'ultimo piano), detto "spostamento target", che indica una condizione di collasso globale o locale. Il risultato è la "curva di capacità" della struttura, ovvero la definizione del legame tra il taglio alla base e lo spostamento del punto di controllo.

Nella progettazione di nuove strutture e nella verifica di strutture esistenti, la capacità viene poi confrontata con la domanda, ovvero lo spostamento richiesto alla struttura quando è sottoposta ai diversi terremoti di progetto; la capacità di resistere alla domanda misura il grado di prestazione che deve risultare compatibile con gli obiettivi di progetto. Tale verifica presuppone che la risposta di un sistema a più gradi di libertà possa essere assimilata alla risposta di un sistema equivalente ad un grado di libertà avente un'appropriata caratteristica isteretica.

L'analisi di Pushover rappresenta il punto di partenza per la determinazione delle funzioni di fragilità al collasso. Essa è infatti una procedura semplice ed economica che consente di verificare la capacità del sistema sia in termini di resistenza che di deformabilità, considerando le non linearità geometriche e dei materiali.

### 6.2.1.1 Metodi di applicazione

L'analisi statica non lineare consente, pur utilizzando forze applicate alla struttura, di considerare esplicitamente il ruolo fondamentale dello spostamento e della deformazione, ovvero i reali effetti del sisma sulla struttura. Si riporta in Figura 6-1 una schematizzazione del metodo:



Figura 6-1 Schematizzazione di un'analisi Pushover

Secondo quanto indicato nel Capitolo 7 della vigente Normativa, l'analisi deve essere effettuata applicando un sistema di forze orizzontali distribuite ad ogni livello dell'edificio, proporzionalmente alle forze di inerzia e aventi risultante pari al taglio alla base. Come detto precedentemente, le forze devono essere scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale del punto di controllo, assunto come centro di massa dell'ultimo livello, fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale.

Si devono considerare almeno due distribuzioni, di cui una appartenente al gruppo delle "distribuzioni principali", ovvero rappresentative della risposta dinamica in campo elastico:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche ricavate tramite analisi lineare statica (analisi statica equivalente), applicabile se la forma modale considerata coincidente con la prima forma modale, ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata, ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati attraverso un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a Tc.

La seconda invece deve appartenere al gruppo delle "distribuzioni secondarie", che simulano la risposta dinamica della struttura in campo plastico:

- distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.

In particolare, la distribuzione uniforme lungo l'altezza, proporzionale alle masse di piano, ha lo scopo di approssimare la risposta della struttura quando si raggiungono grandi deformazioni.

È dunque possibile procedere applicando due distribuzioni, una proporzionale alla forma del modo fondamentale ed una proporzionale alle masse di piano, a patto che sia soddisfatta la condizione di regolarità strutturale.

L'azione sismica deve essere applicata in entrambe le direzioni della struttura e si devono considerare gli effetti più sfavorevoli che derivano dalle analisi.

### 6.2.1.2 Controllo dei meccanismi duttili

Per eseguire le analisi, è stata implementata una modellazione a plasticità concentrata nelle sezioni di estremità degli elementi strutturali. Tale non linearità viene considerata posizionando le cerniere plastiche alle estremità degli elementi, mentre la parte centrale è a comportamento elastico lineare.

Come già accennato nel Capitolo 4, la relazione momento-rotazione viene valutata in ciascuna estremità di travi e pilastri; in questi ultimi, la valutazione del legame è effettuata ipotizzando uno sforzo assiale pari a quello agente in condizione di carico gravitazionale derivante dalla combinazione sismica.

La definizione della curva caratteristica della cerniera è stata effettuata sulla base della luce di taglio  $L_{\nu}$  e del comportamento non lineare delle sezioni di estremità. Il comportamento non lineare può essere espresso tramite la legge rappresentata in Figura 4-15 (Capitolo 4). Questa viene di seguito riproposta, in modo da esplicitare il significato degli stati limite di controllo.



Figura 6-2 Diagramma momento-curvatura "hinge properties"

Si vuole sottolineare innanzitutto che tale legge è valida sia a livello globale della struttura, sia in un punto specifico di essa.

Il punto *B* indica l'abbandono della fase elastica, e quindi la comparsa del primo meccanismo plastico che può essere identificato nella formazione di una cerniera plastica a momento o a taglio, svergolamento di un elemento compresso, snervamento a trazione e altro. Il punto *IO (Immediate Occupancy)* evidenzia il raggiungimento dello stato limite di rioccupazione immediata, oltre il quale si verifica un danneggiamento lieve che richiede un intervento di ripristino locale. Il punto *LS (Life Safety)* indica il raggiungimento dello stato limite di salvaguardia della vita, superato il quale si manifesta un danneggiamento severo che potrebbe mettere a rischio le vite degli occupanti. Il punto *CP (Collapse Prevention)* evidenzia il manifestarsi di un danneggiamento grave; la struttura è prossima al collasso. Il collasso è infatti identificato nel punto *C*, in cui le membrature sono così danneggiate da non portare più forze orizzontali; esiste ancora una resistenza residua nei confronti dei carichi verticali. Il collasso vero e proprio arriva nel punto *E*.

Seguendo le indicazioni della Normativa, la rotazione di snervamento è stata valutata attraverso la seguente relazione:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0.0013 \left( 1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

Equazione 6-1

dove  $\phi_y$  è la curvatura a snervamento in corrispondenza della sezione terminale;  $L_v = M/V$  è la luce di taglio, con M e V valutati per soli carichi orizzontali; *h* è l'altezza della sezione;  $d_b$  il diametro medio delle armature longitudinali; *fc* e *fy* sono i valori di calcolo rispettivamente della resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'armatura (espressi in MPa).

La rotazione al collasso è stata calcolata attraverso la seguente formula:

$$\theta_{u} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0.016(0.3^{v}) \left[ \frac{max(0.01; \omega')}{max(0.01; \omega)} f_{c} \right]^{0.225} \left( \frac{L_{v}}{h} \right)^{0.35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_{c}}\right)} (1.25^{100\rho d})$$
Equazione 6-2

dove  $\gamma_{el} = 1.5$  per elementi primari, *h* è l'altezza della sezione,  $v = N/(A_c f_c)$  è lo sforzo assiale di compressione normalizzato agente sulla sezione;  $\omega = A_s f_y/(b h f_c)$  e  $\omega = A'_s f_y/(b h f_c)$  rappresentano rispettivamente le percentuali meccaniche di armatura longitudinale a trazione e a compressione (con *b* e *h* base e altezza della sezione);  $f_{yw}$  è la resistenza di caloclo a snervamento dell'armatura trasversale;  $\rho_{sx} = A_{sx}/(b_w s_h)$  è la percentuale di armatura trasversale posta ad un passo  $s_h$ ;  $\rho_d$  la percentuale di armature diagonali, se presenti. Il fattore  $\alpha$  rappresenta l'efficienza del confinamento, dato da:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_o h_o}\right)$$

Equazione 6-3

dove bo e ho sono le dimensioni del nucleo confinato, bi la distanza tra le barre longitudinali trattenute da staffe.

### 6.2.1.3 Controllo dei meccanismi fragili

I meccanismi di crisi fragile possono manifestarsi per:

- crisi per taglio di elementi strutturali (travi e pilastri)
- crisi per raggiungimento dei massimi valori di resistenza a trazione o compressione nei nodi trave-pilastro.

Gli elementi fragili sono caratterizzati da bassa duttilità; una volta raggiunta la massima resistenza, poiché l'elemento possiede limitate capacità deformative arriva a rottura. La verifica va perciò effettuata in termini di resistenza.

La capacità tagliante delle componenti non è stata tenuta in conto nella definizione del legame momento-rotazione, ma attraverso delle cerniere di taglio, per le quali è necessario definire un legame forza-spostamento rappresentativo dell'andamento del taglio in fase plastica. Le cerniere a taglio sono utili soprattutto nelle analisi della struttura tamponata, per tenere conto dell'interazione tra pannello murario e telaio. Infatti, come si

è accennato nel Capitolo 3, le tamponature inducono sollecitazioni di taglio significative soprattutto nelle colonne.

La resistenza a taglio implementata nel modello è stata computata come il più basso valore tra la forza di taglio corrispondente allo snervamento dell'armatura e la forza corrispondente allo schiacciamento del puntone di calcestruzzo compresso, con un contributo addizionale equivalente al 50% della resistenza a taglio per gli elementi privi di armatura trasversale. In linea con le raccomandazioni della Normativa, si sono utilizzate le seguenti relazioni:

$$V_R = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) + 0.5V_c$$

Equazione 6-4

dove:

$$W_{Rsd} = 0.9 \ d \ \frac{A_{sw}}{s} f_{yw}(cot\alpha_{sw} + cot\theta_c) \ sen\alpha_{sw}$$

Equazione 6-5

$$V_{Rcd} = 0.9 d \frac{b_w \alpha_m f_c(\cot \alpha_{sw} + \cot \theta_c)}{1 + \cot^2 \theta_c}$$

Equazione 6-6

$$V_c = \left\{ 0.18 \ k_1 \ (100 \ \rho_l \ f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \ \sigma_{cp} \right\} b_w d \ge \left( \nu_{min} + 0.15 \ \sigma_{cp} \right) b_w d$$
Equazione 6-7

Dove *d* è l'altezza efficace della sezione e  $b_w$  la larghezza;  $A_{sw}$  e *s* sono l'area e il passo delle staffe;  $\alpha_{sw}$  è l'angolo compreso tra l'armatura trasversale e l'asse dell'elemento;  $\theta_c$ è l'angolo tra il puntone e l'asse dell'elemento;  $\alpha_m$  è il fattore di correzione compreso tra 1 e 1.25;  $k_l = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$ ;  $\rho_l$  il rapporto di armatura longitudinale;  $\gamma_c$  è il fattore di sicurezza del calcestruzzo, pari ad 1.5;  $f_{ck}$  è la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo;  $\sigma_{cp}$  è la tensione di compressione sulla sezione;  $\nu_{min} =$  $0.035k_l^{3/2}f_{ck}^{1/2}$ .

### 6.2.1.4 Caso studio: curve di capacità

Le analisi sono state eseguite separatamente in direzione X e Y, per ognuna delle quali si è considerata una distribuzione di forze proporzionali al modo fondamentale di vibrazione della struttura, secondo i criteri descritti in precedenza. Si sono così ottenute le curve di capacità (Figura 6-3) della struttura nelle sue configurazioni *bare frame* e *infilled frame*; esse riportano il valore del taglio alla base in funzione dello spostamento del punto di controllo, posizionato nel centro di massa dell'ultimo impalcato.



Figura 6-3 Curve di PO in direzione X e Y per le due configurazioni strutturali

Si può subito notare come la presenza dei pannelli murari (IF) modifica notevolmente il comportamento della struttura in termini di risposta alle azioni laterali; è evidente infatti l'incremento di rigidezza iniziale.

La considerazione delle tamponature nel comportamento strutturale conduce a curve di capacità con livelli di taglio massimo alla base molto maggiori rispetto alla struttura nuda, e allo stesso tempo la crisi per bassi livelli di richiesta di spostamento di interpiano di tali elementi porta ad un repentino decadimento della resistenza globale.

A questo si aggiunge l'effetto di interazione locale delle tamponature che va a modificare la gerarchia taglio-flessione della struttura. Infatti, la crisi del tamponamento può essere definita fragile, quindi l'azione sismica da essa assorbita fino al momento della rottura si scarica sulle colonne provocando il collasso improvviso della struttura.

Al contrario, si osserva un comportamento duttile nel modello BF, che vede la progressiva formazione di cerniere plastiche nelle sezioni estreme delle colonne.

In Figura 6-4 si riportano i profili degli spostamenti di interpiano adimensionalizzati rispetto all'altezza (*IDR – Interstorey Drift Ratio*), identificati al momento del collasso. Questi saranno utili nell'analisi dinamica incrementale per valutare l'eccedenza dello stato limite di collasso rispetto all'intensità selezionata, quindi per lo sviluppo delle curve di fragilità al collasso.



Figura 6-4 Profili IDR corrispondenti al collasso dell'edificio

È logico osservare che l'assenza delle tamponature nel modello porta ad avere degli spostamenti di interpiano generalmente più ampi, sottolineando ancora una volta l'efficacia del contributo offerto dai pannelli nel cogliere la reale risposta sismica della struttura. Il danno tende a concentrarsi maggiormente tra il primo e il secondo piano, dove i valori degli spostamenti sono compresi tra 1.5% e 2% dell'altezza d'interpiano. Più precisamente, il modello BF raggiunge il picco in corrispondenza del secondo livello, mentre la soluzione IF in corrispondenza del primo livello. Le due strutture infatti differiscono significativamente in termini di periodi propri, tuttavia l'applicazione di una distribuzione di forze laterali proporzionale ai modi fondamentali di vibrazione porta a risultati diversi.

Si può concludere evidenziando che con la presenza di tamponature, un effetto di *piano soffice* al primo livello diventa il meccanismo di crisi globale più probabile.

### 6.2.2 Analisi dinamica incrementale (IDA)

L'analisi dinamica incrementale si presenta come metodo parametrico per la valutazione della risposta strutturale sotto carichi sismici. Consiste nel sottoporre la struttura ad una o più registrazioni del moto al suolo, ognuna scalata a più livelli di intensità, dando come risultato una o più curve di parametrizzazione della risposta rispetto ai vari livelli di intensità. Essa viene utilizzata per più scopi:

- comprendere le risposte della struttura in termini di parametri di domanda rispetto a diversi livelli di intensità;
- migliorare la valutazione della risposta strutturale per effetto di eventi più rari e livelli di intensità più elevati;
- definire la capacità dinamica del sistema globale.

L'analisi dinamica incrementale viene condotta per studiare la risposta sismica della struttura sottoposta ad uno o più accelerogrammi; è preferibile quest'ultimo caso, in cui si riuscirebbe a cogliere risultati più conformi alla realtà rispetto ad uno studio che coinvolge una sola registrazione.

Questo tipo di analisi richiede tecniche corrette di interpolazione per diverse registrazioni, così da poter valutare la probabilità di distribuzione della domanda strutturale, data una certa intensità sismica; a tal fine, è necessario scegliere un'appropriata misura dell'intensità del moto al suolo (*IMs*) che usualmente viene identificata nella PGA o nella PGV o nell'accelerazione spettrale associata al periodo fondamentale di vibrazione della struttura, ed una misura del danno (*DMs*) usualmente identificata nel massimo taglio alla base, rotazione dei nodi, o massimo spostamento di interpiano. In questo lavoro di tesi si è tenuto conto del *massimo drift di interpiano*, parametro rappresentativo del danno agli elementi strutturali e non strutturali di cui si valuteranno le prestazioni. Selezionato quindi l'input sismico, vengono eseguite analisi dinamiche non lineari in maniera ricorsiva incrementando il parametro di intensità e registrando per ciascuna analisi il parametro di danno che si rileva.

La curva IDA che ne risulta è un diagramma del parametro di danno considerato al crescere del parametro di intensità sismica; come viene descritto dettagliatamente in "Vamvatsikos e Cornell (2002)" essa può essere vista come una sorta di "curva di pushover dinamico".



Figura 6-5 (a) Confronto tra analisi IDA e POA; (b) Set di curve IDA [Fonte: Vamvatsikos e Cornell (2002)]

La curva IDA in Figura 6-5 (a) rappresenta la distribuzione di domanda per diverse intensità; su di essa è possibile identificare un certo stato limite e fornire la probabilità di eccederlo per uno specifico livello di *IM*. I risultati sono configurati in modo appropriato per poter essere integrati con una curva di pericolosità convenzionale, consentendo il calcolo delle percentuali annuali medie di eccedenza dello stato limite prefissato.

Come accennato all'inizio del paragrafo e rappresentato in Figura 6-5 (b), per ottenere una valenza statistica affidabile è necessario utilizzare un set di accelerogrammi, realizzando un grafico con più curve IDA tracciate contemporaneamente.

I risultati ottenuti dalle analisi IDA possono essere utilizzati sia per la previsione della domanda, che della capacità sismica della struttura in esame.

Inoltre, in Vamvatsikos e Cornell (2004, 2005) sono stati presentati interessanti confronti con le analisi statiche non lineari, introducendo la possibilità di utilizzare modelli semplici ad un grado di libertà SDOF al posto degli MDOF, per rendere il metodo applicabile in problemi pratici e in modo da fornire una soluzione alternativa nell'approccio del *performance-based design*.



Figura 6-6 Confronto tra curve IDA ricavate con modelli SDOF (SPO2IDA) e MDOF (IDA) [Fonte: Vamvatsikos e Cornell (2005)]

Noto cioè il sistema dettagliato MDOF, l'obiettivo è stato quello di determinare un modello semplificato ed equivalente SDOF, su cui condurre le analisi, che fosse in grado di fornire la risposta sismica della struttura in esame con un notevole risparmio in termini computazionali e di tempo.

### 6.2.3 SPO2IDA – Static Pushover 2 Incremental Dynamic Analysis

A partire da relazioni empiriche riguardanti i segmenti caratteristici delle curve IDA di diversi sistemi, Vamvatsikos e Cornell (2006) hanno sviluppato un metodo per utilizzare le curve di Pushover al fine di stimare la risposta dinamica non lineare del sistema in esame, attraverso lo strumento *SPO2IDA*. Si tratta di un software in Excel che permette di ricreare il comportamento di oscillatori semplici, attraverso *curve di backbone* quadrilineari. Tale strumento fornisce una connessione diretta tra la curva di pushover e i risultati di analisi dinamiche incrementali.

Per raggiungere tale obiettivo, gli autori hanno studiato il comportamento sismico di numerosi sistemi ad un solo grado di libertà (SDOF) attraverso analisi IDA. Gli oscillatori semplici considerati sono caratterizzati da periodi di vibrazione differenti e da comportamenti isteretici che presentano curve di backbone variabili dalle più semplici (bilineari) alle più complesse (quadrilineari).

Per utilizzare SPO2IDA, si deve svolgere l'analisi di pushover in maniera tale da generare una relazione forza-spostamento che rappresenti il comportamento globale del sistema. La relazione tra taglio alla base e spostamento del punto di controllo (centro di massa dell'ultimo livello dell'edificio) viene trasformata in una legge che lega accelerazione spettrale e duttilità globale, come mostrato in Figura 6-7. In fase di input dei parametri, lo strumento richiede la definizione del peso totale dell'edificio, l'altezza, e il periodo fondamentale. L'accelerazione spettrale viene computata come  $S_a = V/(C_m W/g)$ , dove W è il peso totale dell'edificio,  $C_m$  è un fattore di correzione che tiene conto di spostamenti inelastici e comportamento ciclico, V è la forza laterale applicata, g è l'accelerazione di gravità. L'accelerazione spettrale viene poi normalizzata rispetto a  $S_y$ , che è uguale a  $S_a$ corrispondente al primo punto di controllo, ovvero  $S_a/S_y = 1$ . La duttilità globale  $\mu$  è il rapporto tra lo spostamento dell'ultimo livello e lo spostamento a snervamento. Quindi, il primo punto di controllo nello spazio SPO2IDA è identificato dalle coordinate  $(\mu, S_a/S_y)$ , ovvero (1,1).



Figura 6-7 Relazione utilizzata in SPO2IDA tra accelerazione spettrale normalizzata e duttilità globale

La curva presenta il primo ramo elastico (fino allo snervamento nel punto 1), un ramo di incrudimento (dal punto 1 al punto 2), un ramo di *softening* (dal punto 2 al punto 3) ed un *plateu* finale di resistenza residua (dal punto 3 al punto 4) che termina con una caduta a zero della forza.

SPO2IDA può essere quindi definito un valido strumento che consente di stimare rapidamente non solo domanda e capacità per ogni stato limite considerato, ma anche la riduzione di resistenza e i rapporti di spostamenti inelastici per qualsiasi sistema semplice, partendo da una curva di pushover; questa deve essere approssimata attraverso una backbone quadrilineare. Il processo viene schematizzato in Figura 6-8.



Figura 6-8 Stima della fragilità al collasso a partire da curve IDA generate attraverso lo strumento SPO2IDA descritto da Vamvatsikos e Cornell (2005)

I risultati includono le stime del 16-esimo, 50-esimo e 84-esimo percentile delle accelerazioni spettrali normalizzate al momento del collasso. Al fine di ottenere un'affidabile stima dei risultati per poi per sviluppare la curva di fragilità al collasso, è necessario computare con cura la dispersione totale considerando le incertezze legate alle registrazioni e alla modellazione.

L'utilizzo di tale strumento è limitato all'analisi di edifici di altezza medio-bassa con regolarità in pianta ed in elevazione, dominati da un comportamento traslazionale nei primi due modi di vibrare, e con torsione trascurabile. Tali requisiti risultano soddisfatti nel caso studio considerato in questo lavoro di tesi, quindi il metodo semplificato è applicabile.

I risultati delle analisi incrementali dinamiche approssimate, derivanti da SPO2IDA, vengono utilizzati per generare la fragilità al collasso.

Nel caso studio in esame, dopo aver applicato la procedura separatamente in entrambe le direzioni principali della struttura, sono state ottenute accelerazioni spettrali medie al collasso pari a 0.5g e 0.8g rispettivamente per i modelli *bare frame* e *infilled frame*. I risultati ottenuti si riferiscono alla condizione più sfavorevole valutata in ciascuna direzione. La dispersione adottata è pari a 0.6, in accordo con le raccomandazioni della metodologia FEMA P-58, e si riferisce principalmente a due aspetti:

 incertezze di modellazione: le distribuzioni di domanda per le diverse intensità selezionate sono caratterizzate da valori medi e dispersioni; queste possono essere ottenute attraverso analisi probabilistiche eseguite su un ampio numero di edifici in cui le proprietà meccaniche degli elementi sono variabili random con una certa distribuzione assegnata. Questa procedura richiederebbe un elevato sforzo computazionale, per cui, nelle analisi si utilizzano modelli analitici che meglio approssimano il comportamento della struttura, e si considerano valori di dispersione che tengono conto delle incertezze di modellazione (assunzioni su smorzamento, massa, modellazione delle componenti).

 variabilità "record-to-record": nelle strutture che manifestano una risposta nonlineare, ogni registrazione produce delle predizioni differenti in termini di risposta. Per ottenere dei risultati affidabili si dovrebbero eseguire analisi per un numero molto elevato di coppie di accelerogrammi; d'altra parte, la metodologia FEMA P-58 assume che la variabilità della risposta calcolata utilizzando un basso numero di registrazioni, sia sufficientemente accurata per la valutazione delle performance.

# 6.3 FUNZIONI DI FRAGILITÀ AL COLLASSO

Le curve di fragilità esprimono una relazione tra il danno subito da un edificio o da una classe di edifici e l'intensità scelta per rappresentare l'azione sismica.

In senso probabilistico, le curve di fragilità esprimono la probabilità di superamento di un prefissato stato limite al variare dell'intensità sismica; un'altra definizione che si può dare e che verrà approfondita nel prossimo Capitolo 8, è quella che vede tali curve come una rappresentazione della probabilità di superamento di un prefissato livello di danno che si verifica in corrispondenza di un dato parametro di controllo. In generale quindi, esse consentono di determinare in termini probabilistici l'intensità dell'azione sismica che potrebbe portare la struttura ad un certo livello di risposta o di danno.

Analiticamente la fragilità può essere definita come la sommatoria delle probabilità che la capacità sia minore della domanda per una prefissata intensità:

$$Fragilita = \sum_{x} P[C \le D | IM = x]$$

Equazione 6-8

La curva è una funzione di probabilità cumulata che riporta in ascissa un parametro spettrale, rappresentato nel caso in esame dall'accelerazione spettrale  $S_a$  (*T*).

Dato l'obiettivo di determinare la fragilità al collasso delle due configurazioni strutturali esaminate, la lettura della curva esprime per ogni valore di intensità la probabilità che venga superato lo stato limite di collasso, ovvero che la capacità sia inferiore della domanda per ogni accelerazione spettrale selezionata.

Valutate quindi le curve di capacità allo stato limite di collasso (POA) e determinati i valori di accelerazione spettrale media al collasso e dispersione (SPO2IDA), è stato possibile calcolare e rappresentare (Figura 6-9) le curve di fragilità al collasso.



Figura 6-9 Curve di fragilità al collasso Bare Frame e Infilled Frame

In Figura 6-9 si osserva che il modello *infilled frame* riserva una maggiore sicurezza nei confronti del collasso rispetto al *bare frame*; esso presenta infatti un'intensità media al collasso più grande (0.8g contro 0.5g) e quindi un rischio minore di raggiungere il detto stato limite. La struttura tamponata esibisce infatti una migliore prestazione grazie alla maggiore resistenza indotta nel comportamento globale per effetto delle tamponature.

È importante evidenziare che la presenza dei pannelli murari influenza in maniera significativa i modi di collasso della struttura, provocando principalmente meccanismi *soft-story* con danneggiamenti concentrati al primo e al secondo livello. Al contrario, i tipici meccanismi di collasso del modello bare frame coinvolgono più livelli, manifestando lo snervamento delle colonne e danni ai nodi trave-colonna.

In generale le curve di fragilità mostrano che, a parità di accelerazione spettrale, il modello IF è caratterizzato da una minore probabilità di collasso rispetto al BF, influenzando in maniera favorevole la risposta sismica dell'edificio per effetto di una maggiore resistenza, rigidezza e capacità dissipativa, oltre che spostamenti di interpiano inferiori che si traducono in una minore probabilità di danno. Per soddisfare le suddette prestazioni, è necessario che le tamponature siano distribuite uniformemente in tutta la

struttura in modo da non indurre pericolosi effetti di interazione locale con il telaio adiacente, che potrebbero portare ad una crisi prematura di travi o pilastri.

Le curve di fragilità determinate costituiscono il primo step di ogni realizzazione (diagramma di flusso di Figura 3-6) in cui si valuta l'eventualità al collasso dell'edificio. Se il collasso si verifica, allora si assume la "totale perdita", ovvero i costi di riparazione dell'edificio vengono considerati pari al valore di ricostruzione (includendo demolizione e costi associati).

Se invece non si verifica il collasso, allora la realizzazione utilizza i vettori di domanda per determinare lo stato di danno di ogni componente vulnerabile dell'edificio. Gli elementi strutturali e non strutturali sono infatti caratterizzati da "funzioni di fragilità" che consentono di valutare la probabilità di raggiungere un certo livello di danno per effetto della domanda.

I vettori di domanda sono stati valutati svolgendo una serie di analisi dinamiche non lineari, di cui al prossimo capitolo.
# 7. ANALISI TIME HISTORY NON LINEARI E STIMA DEI PARAMETRI DI DOMANDA

#### 7.1 INTRODUZIONE

Una volta determinata l'eventualità del collasso, facendo ancora riferimento al diagramma di flusso in Figura 3-6, è necessario ricercare i vettori di domanda che definiscono lo stato di danno cui è soggetto ogni elemento (strutturale e non strutturale) vulnerabile dell'edificio. Per generare i set di domanda, è necessario svolgere analisi dinamiche non lineari per ogni livello di intensità selezionato. I parametri di domanda possono essere espressi in termini di spostamenti di interpiano, accelerazioni di piano, o velocità di piano a seconda della sensibilità delle componenti considerate, e costituiscono il punto di partenza per la valutazione delle prestazioni dell'edificio.

Le *analisi time history non lineari* sono state eseguite applicando alle due strutture 63 coppie di accelerogrammi (la cui descrizione è riportata nel Capitolo 5), ovvero sette per ognuna delle nove intensità selezionate. Per ogni livello di intensità sono stati successivamente calcolati i profili dei *massimi drift di interpiano*, ovvero il parametro di domanda che descrive al meglio la vulnerabilità degli elementi strutturali (nodi trave-colonna, pilastri e travi) e non strutturali (pannelli murari).

Lo scopo principale di questo lavoro di tesi è infatti quello di valutare le perdite economiche provocate dai danni che tali elementi potrebbero subire a seguito di un evento sismico; tuttavia, l'analisi di pericolosità sismica del sito consentirà di studiare la risposta per eventi sismici con differenti probabilità di superamento in 50 anni (Capitolo 5), così da poter determinare una stima delle probabili perdite nel periodo di tempo prefissato.

#### 7.2 ANALISI DINAMICA NON LINEARE

L'analisi dinamica non lineare consente di controllare le sollecitazioni e le deformazioni della struttura nel tempo; è per questo definita l'analisi più completa ma anche la più complessa poiché richiede particolare attenzione.

La risposta della struttura viene calcolata integrando direttamente l'equazione non lineare del moto del sistema, utilizzando un modello tridimensionale dell'edificio e gli accelerogrammi, seguendo le indicazioni riportate nel Capitolo 7 del D.M. 17 gennaio 2018 "Nuove norme tecniche per le Costruzioni".

Gli aspetti significativi per lo svolgimento (in SAP 2000) di questo tipo di analisi riguardano prima di tutto l'individuazione di un modello geometrico tridimensionale (Capitolo 5) della struttura che descriva in maniera accurata il comportamento postelastico sotto cicli di carico e scarico degli elementi, con conseguente dissipazione energetica. Si sono tuttavia seguiti alcuni passaggi:

- definizione delle masse coinvolte e applicazione delle stesse sotto forma di carichi gravitazionali;
- definizione dello smorzamento della struttura, rappresentato nel problema dinamico dalla matrice degli smorzamenti e dedotto dalle non linearità dei materiali;
- definizione della legge costitutiva dei materiali (Capitolo 4) e modellazione delle cerniere plastiche attraverso dei *link*, ovvero delle molle che consentono di cogliere il comportamento in fase plastica delle sezioni di estremità degli elementi durante l'esecuzione delle analisi *time history*;
- generazione degli accelerogrammi come input sismico (definiti nel Capitolo 5) e applicazione simultanea degli stessi nelle due direzioni orizzontali principali della struttura.

Per il problema in esame, si è scelto di adoperare in SAP2000 l'analisi dinamica non lineare di tipo "*Modal*" (il software consente di eseguire in alternativa analisi di tipo "*Direct integration*"), introdotta proprio per strutture modellate con *non linear link*. Si è cioè utilizzata la *Fast Nonlinear Analysis (FNA)* introdotta da Wilson (1989, 1993), ovvero un metodo di integrazione al passo che prevede che gli effetti inelastici della struttura siano applicati in punti discreti del modello.

Le equazioni di equilibrio di una struttura lineare elastica che predefinisce elementi non lineari soggetti a carico arbitrario, possono essere scritte come:

$$M \ddot{u}(t) + C \dot{u}(t) + K_L u(t) + r_{NL}(t) = r(t)$$

Equazione 7-1

Dove  $K_L$  è la matrice di rigidezza degli elementi lineari, C è la matrice di smorzamento, M la matrice delle masse,  $r_{NL}$  il vettore delle forze dei gradi di libertà degli elementi non lineari, r è il vettore dei carichi applicati;  $\ddot{u}$ ,  $\dot{u}$ , u sono rispettivamente accelerazioni, velocità e spostamenti relativi al suolo.

Ad ogni istante di tempo la deformazione non lineare di un elemento viene calcolata tramite l'equazione di trasformazione:

$$d(t) = b u(t)$$

Equazione 7-2

Derivando rispetto al tempo si ha la velocità di deformazione:

$$\dot{d}(t) = b \,\dot{u}(t)$$

Equazione 7-3

Per piccoli spostamenti, la matrice di trasformazione *b* resta costante. Le forze non lineari di un elemento possono essere determinate in maniera esatta se deformazioni e velocità di deformazione corrispondenti sono note in ogni istante di tempo.

Determinate le forze non lineari, il metodo prevede la trasformazione in coordinate modali e il disaccoppiamento delle equazioni del moto. Si calcola perciò un gruppo di N vettori ortogonali di Ritz,  $\Phi$  (definiti in SAP2000), in grado di soddisfare le seguenti equazioni:

$$\Phi^T M \Phi = l$$

Equazione 7-4

$$\Phi^T K_L \Phi = \Omega^2$$

Equazione 7-5

Dove I è la matrice di identità,  $\Omega$  la matrice diagonale degli autovalori. Sostituendo le seguenti relazioni nell'Equazione 7-1:

$$u(t) = \Phi Y(t)$$
  $\dot{u}(t) = \Phi \dot{Y}(t)$   $\ddot{u}(t) = \Phi \ddot{Y}(t)$ 

si ottiene:

$$M \ddot{u}(t) + C \dot{u}(t) + (K_L + K_e) u(t) = r(t) - r_{NL}(t) + K_e u(t)$$

Equazione 7-6

Moltiplicando entrambi i membri per  $\Phi^T$ , si ricava l'espressione matriciale di N equazioni differenziali disaccoppiate:

$$I \ddot{Y}(t) + \Lambda \dot{Y}(t) + \Omega^2 Y(t) = F(t)$$

Equazione 7-7

Il vettore delle forze modali è dato da:

$$F(t) = \Phi^T \bar{r}(t) = \Phi^T r(t) - \Phi^T r(t)_{NL} + \Phi^T K_e u(t)$$

Equazione 7-8

Le deformate dell'elemento vengono così espresse:

$$d(t) = B Y(t) \quad con \quad B = b \Phi$$

Equazione 7-9

Si osserva che la matrice di trasformazione B non dipende dal tempo e viene perciò calcolata una sola volta prima di risolvere le equazioni modali.

Ad ogni istante di tempo quindi, nota la deformazione degli elementi non lineari e la loro legge costitutiva, si possono valutare le forze interne f(t), dalle quali:

$$F(t)_{NL} = B^T f(t)$$

Equazione 7-10

$$F(t)_e = \Phi^T K_e u(t) = \Phi^T b^T k_e b u(t) = B^T k_e d(t)$$

Equazione 7-11

Dove la prima rappresenta le forze modali non lineari, mentre la seconda le forze modali associate alle componenti elastiche effettive degli elementi non lineari.

Si evidenzia infine che in presenza di un modello con numerosi elementi non lineari, è preferibile utilizzare il metodo FNA in cui: la matrice di rigidezza resta costante ad ogni passo di integrazione, le component non lineari vengono trattate con un vettore di forze non lineari che dipende dai vettori di Ritz, e le equazioni modali disaccoppiate vengono computate per ogni istante di tempo.

Svolte le analisi e ottenuti i risultati rappresentativi della risposta della struttura nel tempo, è possibile conoscere gli effetti del sisma su ogni singolo elemento, controllando la compatibilità degli spostamenti negli elementi con comportamento duttile e delle resistenze negli elementi che presentano un comportamento fragile.

### 7.3 DETERMINAZIONE DEI DRIFT DI INTERPIANO

Come già evidenziato in precedenza, per una valutazione *time-based* proposta nella metodologia FEMA P-58, si è reso necessario eseguire *analsi time history non lineari* per i nove livelli di intensità che rappresentano gli intervalli lungo la *curva di hazard* (Capitolo 5). Inoltre, per ogni livello di intensità sono state considerate e applicate alla struttura sette coppie di accelerogrammi.

L'obiettivo è quello di stimare le perdite conseguenti al danno degli elementi strutturali e non strutturali (tamponature). Il danno per tali elementi viene valutato in termini di spostamenti di interpiano, perciò gli output delle analisi dinamiche non lineari cui si è fatto riferimento sono i *massimi drift di interpiano (IDR – Interstory Drift Ratio –* rapporto tra lo spostamento relativo orizzontale tra due punti sulla stessa verticale dell'edificio e l'altezza di interpiano) ottenuti come inviluppo dei valori forniti ad ogni istante di tempo.

Per ogni coppia di accelerogrammi applicati e per ogni livello di intensità sismica, questi parametri sono stati riassunti in un vettore. In totale sono stati tuttavia ottenuti 63 (7x9) vettori per ognuna delle due direzioni principali della struttura; questi saranno utili per stimare le perdite economiche che ne derivano.

Nelle seguenti figure sono rappresentati i profili dei *drift* lungo l'altezza dell'edificio per i sette accelerogrammi (*"Time History" THi* con *i* compreso tra 1 e 7) relativi a ciascun livello di intensità. I livelli di intensità oscillano tra un periodo di ritorno dell'evento sismico pari a 30 anni ed un periodo di ritorno di 2475 anni.

Come si può notare, in tutti i profili la maggior parte del *drift di interpiano* si concentra tra il piano terra e il primo piano, con andamento caratteristico simile a quello ottenuto con le analisi di pushover. Chiaramente, all'aumentare dell'accelerazione di picco al suolo, si verifica un progressivo incremento dei drift nella struttura. D'altra parte, come emerge da un confronto più approfondito tra i due modelli BF e IF, il primo presenta un comportamento prevalentemente flessionale che vede la formazione di cerniere plastiche agli estremi dei pilastri ad ogni livello della struttura, con un'evidente concentrazione del danno in corrispondenza del secondo piano. Al contrario, la soluzione tamponata mostra una concentrazione del danno in corrispondenza del piano terra per eventi sismici con periodo di ritorno oscillante fra 30 e 101 anni, mentre per eventi più rari manifesta un comportamento compatibile con quello osservato nella corrispondente struttura "nuda".

Nel modello BF i valori di picco di IDR variano tra un minimo di 0.15% ad un massimo di 2.7%, nella configurazione IF invece tra un minimo di 0.07% ad un massimo di 2%. Risulta tuttavia evidente che il contributo offerto dalla presenza dei pannelli murari è significativo per eventi più frequenti, manifestando una riduzione dei *drift di interpiano* del 50% circa, ma diviene meno influente per eventi rari, in cui il valore di picco di IDR viene ridotto del 25% circa. Questo aspetto è legato al forte danneggiamento esibito dall'edificio quando l'azione sismica subita è elevata.



Figura 7-1 Profili IDR lungo l'altezza dell'edificio per eventi sismici con periodo di ritorno T<sub>R</sub> pari a 30 e 50 anni



Figura 7-2 Profili IDR lungo l'altezza dell'edificio per eventi sismici con periodo di ritorno T<sub>R</sub> pari a 72 e 101 anni



Figura 7-3 Profili IDR lungo l'altezza dell'edificio per eventi sismici con periodo di ritorno T<sub>R</sub> pari a 140 e 201 anni



Figura 7-4 Profili IDR lungo l'altezza dell'edificio per eventi sismici con periodo di ritorno T<sub>R</sub> pari a 475 e 975 anni



Figura 7-5 Profili IDR lungo l'altezza dell'edificio per eventi sismici con periodo di ritorno T<sub>R</sub> pari a 2475 anni

Dai risultati ottenuti si deduce che le tamponature, pur svolgendo un ruolo statico generalmente modesto in condizioni ordinarie, in presenza di sollecitazioni orizzontali assumono una rilevanza sostanziale nei confronti del comportamento laterale globale dell'edificio.

Generati quindi i vettori di domanda per ogni livello di intensità selezionato sulla *curva di hazard,* in ogni realizzazione si procede alla valutazione della convenienza tecnica ed economica nell'eseguire lavori di riparazione; per questo è richiesta la definizione degli spostamenti residui di ogni piano.

# 7.4 SPOSTAMENTI RESIDUI DI INTERPIANO E FRAGILITÀ DI IRREPARABILITÀ

Oltre al massimo spostamento del punto di controllo (identificato nello svolgimento delle analisi di pushover come punto corrispondente al centro di massa dell'ultimo livello dell'edificio) e i massimi *drift* di interpiano che sono parametri di fondamentale importanza per la valutazione delle prestazioni, anche lo spostamento laterale residuo rappresenta un parametro utile per valutare le conseguenze del sisma sia in termini di

resistenza residua, che potrebbe compromettere l'agibilità, sia in termini di gravità del danneggiamento e quindi convenienza nella riparabilità degli edifici.

A seguito di numerosi eventi sismici, svariati edifici sono stati abbattuti a causa delle difficoltà tecniche nella riparazione per effetto di spostamenti residui non trascurabili. Tali deformazioni comportano conseguenze negative su diversi aspetti prestazionali, tra cui il decadimento della capacità sismica, cruciale per la sicurezza nei confronti di terremoti successivi. Tuttavia, oltre a pregiudicare la fruibilità degli edifici, si potrebbe riscontrare un incremento anche significativo dei costi di riparazione o sostituzione di elementi strutturali e non strutturali.

In numerosi studi passati si è discusso della valutazione analitica degli spostamenti residui, al fine di determinare una correlazione con i parametri di resistenza residua, estensione e distribuzione del danneggiamento.

Molti autori hanno studiato su oscillatori SDOF l'effetto di diverse caratteristiche dei legami isteretici adottati in fase di modellazione, sottolineando l'importanza della rigidezza post-elastica: a valori positivi corrispondono spostamenti residui minori e viceversa. Si è inoltre osservato che il rapporto tra spostamento residuo e massimo spostamento elastico risulta estremamente variabile per periodi bassi (Ruiz-Garcia e Miranda, 2006).

Estendendo gli studi a sistemi a più gradi di libertà (MDOF), gli stessi autori hanno evidenziato l'effetto del tipo di legge isteretica adottata che, se degradante in rigidezza, comporta spostamenti residui inferiori rispetto a edifici con elementi caratterizzati da cicli isteretici stabili; nel primo caso infatti si tende a scaricare verso l'origine, minimizzando quindi gli spostamenti residui. Questi sistemi sono conosciuti in letteratura come *self-centering systems*.

Analizzando le ricerche presenti in letteratura, (MacRae et al. (1997), Christopoulos et al. (2003, 2004), Pampanin et al. (2003), Ruiz-Garcia e Miranda (2005,2006)) si può quindi affermare che i *drift residui* dipendono dai seguenti aspetti: ampiezza degli spostamenti di interpiano transienti, resistenza laterale della struttura in relazione alla domanda sismica, rigidezza post-elastica, risposta ciclica con particolare attenzione alla fase di "scarico", intensità e durata del sisma. Si osserva in Figura 7-6 il profilo degli spostamenti di picco di interpiano in funzione delle intensità sismiche; vengono messi in relazione lo spostamento di picco transiente e lo spostamento residuo per effetto di azioni sismiche con livelli di intensità crescenti.

Il punto "a" corrisponde all'inizio della fase plastica sotto la quale non si manifestano deformazioni residue; il punto "c" corrisponde al collasso della struttura in cui il *drift transiente* e *residuo* coincidono; il punto "b" corrisponde alla regione tra i due limiti, in cui i *drift residui* sono espressi come frazione del *drift transiente*.



Peak Story Drift Ratio

Figura 7-6 Relazione tra spostamento transiente e residuo per effetto di intensità sismiche crescenti

La figura mostra che il rapporto tra *drift residuo* e *transiente* non è costante, ma potrebbe essere ragionevolmente trattato come tale.

Ulteriori studi (Christopulos e al. 2003, 2006) hanno inoltre consentito di introdurre indici di danno che tengono conto delle deformazioni residue. Per stabilire le soglie si è fatto riferimento a molteplici aspetti prestazionali delle strutture, sia in termini di agibilità delle stesse, sia di convenienza tecnica ed economica nella riparabilità degli elementi. Gli autori si sono basati sulle indicazioni delle linee guida sismiche giapponesi, oltre che sui risultati di studi precedenti, proponendo una classificazione dello stato di danno in:

- Operatività: massimo spostamento di interpiano transiente pari a 0.5%, residuo 0.2%;
- *Danno riparabile*: massimo spostamento di interpiano transiente pari a 1%, residuo 0.4%;
- *Danno irreparabile*: massimo spostamento di interpiano transiente pari a 2%, e residuo 0.6%;
- *Prevenzione collasso*: massimo spostamento di interpiano transiente pari a 4% e residuo 1%.

Nell'Ordinanza OPCM 3881 (2010) viene inoltre specificato che, per edifici in cemento armato, nel caso in cui si sia "...in presenza di spostamenti permanenti dovuti al sisma

tra la base e la sommità dei pilastri di un qualunque piano, pari o superiore all'1.5% dell'altezza d'interpiano e relativa almeno al 50% dei pilastri del piano stesso" è possibile omettere la dimostrazione della convenienza economica della demolizione e ricostruzione dell'immobile, rispetto alla riparazione delle sue componenti.

Gli aspetti appena considerati consentono di correlare gli spostamenti residui a seguito di un evento sismico, con il livello di danno raggiunto.

A seguito dei risultati derivanti dai vari studi, sono state sviluppate delle formulazioni analitiche che permettono di definire gli spostamenti residui a partire da un confronto tra lo spostamento medio di interpiano allo snervamento e i valori di picco degli spostamenti di interpiano ottenuti dalle analisi dinamiche non lineari.

$$\begin{split} \Delta_r &= 0 & se \ \Delta \leq \Delta_y \\ \Delta_r &= 0.3(\Delta - \Delta_y) & se \ \Delta_y < \Delta < 4 \ \Delta_y \\ \Delta_r &= (\Delta - 3 \ \Delta_y) & se \ \Delta \geq 4 \ \Delta_y \end{split}$$

Equazione 7-12

 $\Delta$  è il drift medio di interpiano calcolato dalle analisi, mentre  $\Delta_y$  è lo spostamento medio di interpiano calcolato allo snervamento. Quest'ultimo parametro può essere associato al raggiungimento della capacità flessionale plastica di travi e pilastri, oppure al raggiungimento della forza di snervamento nei giunti di connessione trave-colonna.

Il *residual drift ratio* è stato valutato ad ogni piano dell'edificio, per ogni livello di intensità e per ciascuna direzione principale delle configurazioni strutturali considerate. Questi, rappresentano ulteriori parametri di domanda che, insieme ai *drift di interpiano*, consentiranno di stimare i danni economici conseguenti ad una certa azione sismica. I risultati ottenuti sono stati implementati in PACT, assumendo come curva di fragilità associata alla riparabilità, una distribuzione log-normale con valor medio pari all'1% (*residual drift ratio*) e dispersione 0.3, come mostrato in Figura 7-7.

Posizionandosi in corrispondenza di un *drift residuo* pari a 0.5%, si può leggere sull'asse delle ordinate che la riparabilità dell'edificio è sicuramente conveniente; un drift residuo del 2% indica una condizione di irreparabilità, quindi l'edificio sarà demolito e ricostruito.



Figura 7-7 *Curva di fragilità di irreparabilità*, associata alle deformazioni residue di piano. Si è assunta una distribuzione lognormale con valor medio 1% e dispersione 0.3

Ritornando al diagramma di flusso di Figura 3.6, il calcolatore utilizza una generazione random di numeri per determinare se in ciascuna realizzazione viene superata o meno la soglia di irreparabilità. Se il valore massimo viene superato, allora i costi di riparazione vengono assunti pari al costo di ricostruzione (includendo i costi di demolizione).

Dai risultati ottenuti e implementati in PACT sì è dedotto che la struttura nuda è caratterizzata da spostamenti residui maggiori evidenziando che, se da un lato la duttilità esibita dalla struttura permette di minimizzare la probabilità di collasso, dall'altro genera ampie escursioni in campo plastico e quindi spostamenti residui elevati. Questo è un buon comportamento dal punto di vista delle prestazioni strutturali, ma meno se si considerano le perdite economiche associate (come si avrà modo di notare nei capitoli successivi).

Se non si verifica il collasso e l'edificio è in condizioni di riparabilità, allora la realizzazione utilizza i vettori di domanda risultanti dalle analisi dinamiche non lineari per determinare lo stato di danno di ogni componente vulnerabile dell'edificio. A tale scopo nel Capitolo 8 saranno definite le *funzioni di fragilità*, cui seguirà la suddivisione degli elementi strutturali e non strutturali in *gruppi di fragilità e di performance*.

# 8. CURVE DI FRAGILITÀ PER L'ANALISI DEL DANNO E CONSEGUENZE ECONOMICHE ASSOCIATE

#### **8.1 INTRODUZIONE**

Alla base della metodologia FEMA P-58 e più in generale della *Performance Based Earthquake Engineering* (PBEE) c'è la consapevolezza dell'incertezza dei dati, essendo fondata su concetti probabilistici. I carichi cui è sottoposta la struttura a seconda della destinazione d'uso e gli agenti esterni, i rischi naturali ed artificiali e le resistenze dei materiali, non sono informazioni certe e la loro combinazione definisce il rischio.

Le azioni indotte dal sisma coinvolgono interamente la struttura, che risponde in maniera dinamica alle sollecitazioni cui è esposta. Tale risposta deve essere correlata al danno che si verifica solitamente in cicli ripetuti anelastici.

Si tiene a precisare che molto spesso i terremoti di elevata intensità sono accompagnati da possibili esplosioni e incendi provocati per esempio dalla rottura di tubazioni del gas o cortocircuiti degli impianti elettrici che risultano difficilmente controllabili; si può infatti fare riferimento agli effetti devastanti che essi hanno causato durante il terremoto di San Francisco nel 1906 o in quello di Messina nel 1908. Oltre ai danni diretti che un incendio può generare, l'esposizione al calore comporta deformazioni imposte e impedite, provocando quindi sollecitazioni indirette nei singoli elementi strutturali e non strutturali. A tal proposito le NTC impongono nella progettazione degli elementi strutturali di combinare i carichi per eventi eccezionali, con l'obiettivo di garantirne una sufficiente capacità portante almeno durante il periodo di tempo necessario all'evacuazione dell'edificio. I danni generati da tali effetti eccezionali esulano però dagli obiettivi del presente lavoro di tesi.

La stima del rischio sismico dipende dalla valutazione del danno che potrebbe essere causato dal terremoto, per cui si rende necessario individuare gli elementi vulnerabili e i diversi livelli di danno che potrebbero manifestarsi. Poiché i dati utilizzati nelle analisi non sono informazioni precise e sicure, si associa loro una misura di incertezza e casualità cosi da tenere conto della loro aleatorietà e della conseguente natura probabilistica del problema. È per questo che si utilizzano le curve di fragilità, strumenti utili per esprimere

la probabilità condizionata di una certa componente di raggiungere o superare un certo livello di danno per effetto dell'azione sismica.

A tal fine, la metodologia proposta prevede la suddivisione degli elementi strutturali e non strutturali in gruppi di *fragilità* e di *performance*. I primi comprendono gli elementi che hanno simili caratteristiche di costruzione, tecniche di installazione, probabilità di subire danni comparabili per effetto di domande simili, e potenziali conseguenze che ne derivano. I *gruppi di performance* sono invece una sottocategoria dei *gruppi di fragilità*, comprendono cioè le componenti che durante l'evento sismico subiscono la stessa domanda in termini di spostamento di interpiano, accelerazione o velocità di piano.

Il software di cui ci si è avvalsi per la valutazione delle perdite finanziarie (PACT) mette a disposizione un ampio database di *curve di fragilità* e di *"consequence functions"* studiate appositamente per le diverse categorie di elementi tipici che appartengono alle pratiche costruttive sviluppate nel Nord America. Tali funzioni non sono compatibili con i sistemi costruttivi tipicamente utilizzati in Italia e più in generale nell'area Mediterranea. Tuttavia, prima di procedere con l'assemblaggio del modello all'interno del software e prima di suddividere gli elementi della struttura in gruppi di fragilità e di performance, si è reso necessario studiare ed implementare nuove *funzioni di fragilità* (Cardone et al. 2015, 2016) che potessero condurre ad una corretta stima delle perdite legate alla tipologia edilizia oggetto di studio nel presente lavoro.

## 8.2 FRAGILITÀ DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Una prima categoria di gruppi di fragilità è costituita dagli elementi strutturali. In (Cardone et al. 2016) sono stati raccolti i risultati di precedenti studi sperimentali condotti su provini rappresentativi dei dettagli costruttivi tipici degli edifici in cemento armato costruiti negli anni '70. In questo modo si è reso possibile sviluppare funzioni di fragilità che consentissero di associare il danno osservato ai massimi spostamenti di interpiano. Si ricorda che il modello oggetto di studio è caratterizzato da una elevata vulnerabilità degli elementi strutturali, legata alla progettazione per soli carichi gravitazionali e alla scarsa qualità dei materiali utilizzati. L'assenza dei criteri del *capacity design* e dei dettagli costruttivi non adeguati conduce ad una significativa mancanza di duttilità che si traduce in basse prestazioni strutturali anche per eventi sismici di medio-bassa intensità.

A seguito dei numerosi eventi sismici susseguitisi negli anni, si è osservato che i danni e i meccanismi di collasso più ricorrenti che hanno colpito gli edifici progettati in assenza di normative sismiche, sono legati principalmente ai seguenti aspetti:

- Inadeguatezza dei dettagli costruttivi nei giunti di connessione trave-colonna come ad esempio mancanza di armatura trasversale, ancoraggi inefficaci o lunghezze insufficienti degli stessi, con conseguenti meccanismi di rottura fragile; questi presentano differenti modi di danno a seconda che siano nodi interni o esterni. Nel primo caso infatti, nonostante l'assenza di specifici dettagli strutturali duttili, si manifestano significative risorse di deformazione plastica; questo è legato alla concentrazione di fessure per flessione all'interfaccia trave-giunto o colonna-giunto, che in un certo modo vanno a proteggere il nodo dall'eventuale danneggiamento. I nodi esterni giocano un ruolo fondamentale nella valutazione delle prestazioni, a causa della totale mancanza di meccanismi efficienti di trasferimento del taglio; in particolare, la combinazione tra il danno legato al taglio, l'effetto di slittamento delle barre di armatura della trave presenti nel nodo, e l'effetto di compressione generato dall'ancoraggio, conducono ad un comportamento fragile.
- Forte interazione tra pannelli murari e telaio circostante con conseguente collasso delle colonne che, nella tipologia costruttiva considerata, sono più deboli delle travi.

Tali debolezze possono essere riassunte in tre gruppi di fragilità:

- nodi trave-colonna esterni (EWJs External Weak Joints)
- nodi trave-colonna interni (IWJs Internal Weak Joints)
- colonne deboli (DWCs Ductile Weak Columns)

Le considerazioni fino ad ora presentate evidenziano la necessità di definire funzioni di fragilità specifiche per ognuno dei tre elementi.

### 8.2.1 Livelli di danno

Per la definizione delle curve di fragilità è fondamentale la determinazione di una funzione di danno, riferita al singolo elemento (indice di danno locale). La valutazione del danno si effettua solitamente attraversi i parametri di duttilità, come ad esempio rotazione, curvatura e spostamento, oppure dissipazione energetica.

I danni più ricorrenti esibiti dagli elementi strutturali appartenenti ai tre gruppi possono essere raccolti essenzialmente in tre categorie, a seconda della loro estensione. Ad ogni stato di danno saranno in seguito assegnate specifiche attività di riparazione che consentano di ottenere le perdite economiche associate.

In generale, il livello di danno DS1 (*Light cracking*) si manifesta con fessure ben concentrate e di lieve entità, e con lo snervamento di alcune barre di armatura. Le azioni di riparazione in questo caso prevedono l'utilizzo di resine epossidiche, che consentano di recuperare rigidezza e resistenza, oltre che impedire l'infiltrazione d'acqua o altri agenti atmosferici che possano inficiare la vulnerabilità dell'elemento stesso.

Il secondo stato di danno DS2 (*Concrete spalling*) è associato ad un allargamento delle fessure formatesi al primo livello; spesso si osserva l'espulsione del copriferro che provoca l'esposizione delle barre di armatura trasversale a fenomeni di corrosione, con conseguente decadimento della resistenza. Le perdite vengono calcolate in base all'estensione delle fessure che devono essere iniettate con resine, così come la superficie di calcestruzzo da ripristinare con specifiche malte.

L'ultimo stato di danno DS3 (*Concrete crushing*) si manifesta con lo schiacciamento del calcestruzzo. In generale, si osserva una maggiore diffusione dello *spalling* del copriferro che genera l'esposizione a corrosione di armature trasversali e longitudinali. Oltre a questo, potrebbe verificarsi il "*buckling*" delle barre longitudinali. Per quanto riguarda il calcolo delle perdite economiche associate, si deve considerare l'estensione delle fessure da iniettare con resine, la superficie di calcestruzzo da ripristinare, e l'eventuale sostituzione delle barre.

Nelle Figure 8-1, 8-2, 8-3, si riporta una rappresentazione degli stati di danno che coinvolgono gli elementi strutturali come descritto di seguito.

Nodi trave-colonna esterni (EWJs – Figura 8-1):

- DS1: fessure di larghezza <1-1.5mm all'interfaccia trave-nodo o colonna-nodo (meno probabile); possibile presenza di fessure inclinate sul nodo; fessura verticale attesa sulla trave ad una distanza dall'interfaccia pari a metà altezza dell'elemento, a seguito dello snervamento delle barre.
- DS2: si allargano le fessure già presenti, tra 3 e 5 mm; possibile formazione di una fessura verticale sulla trave ad una distanza dall'interfaccia pari a circa <sup>3</sup>/<sub>4</sub>

dell'altezza; *spalling* del copriferro che coinvolge circa il 10% della superficie laterale del nodo.

• DS3: il danno tende a concentrarsi nel giunto, manifestando fessure interconnesse e progressiva espulsione del copriferro, con interessamento di un'area pari al 30% circa della superficie del nodo.

Nodi trave-colonna interni (IWJs – Figura 8-2):

- DS1: fessure con larghezza <1-1.5mm all'interfaccia trave-nodo e nodo-colonna; inizio fessurazione sul bordo superiore e inferiore di trave e pilastro, a seguito di comportamenti flessionali.
- DS2: estensione delle fessure già presenti, che raggiungono una larghezza compresa tra 3 e 5mm; formazione di ulteriori fessure su trave o pilastro, ad una distanza dall'interfaccia pari a metà altezza dell'elemento considerato; spalling del copriferro che coinvolge una superficie pari al 10% della profondità di trave o pilastro.
- DS3: estensione dello *spalling* del copriferro all'intradosso di travi o pilastri, con interessamento di un'area estesa per circa il 20% della profondità dell'elemento considerato; possibile formazione di ulteriori fessure su travi o pilastri.

Colonne deboli (DWCs – Figura 8-3):

- DS1: snervamento delle barre di armatura; presenza di lievi fessure con larghezza
   <1-1.5mm alla base del pilastro; possibile formazione di ulteriori fessure per effetto dello "slittamento" delle barre.</li>
- DS2: estensione delle fessure esistenti che raggiungono una larghezza compresa tra 3 e 5mm; possibile formazione di ulteriori fessure; possibile *spalling* del copriferro, con interessamento di un'area estesa per il 10% della profondità dell'elemento.
- DS3: importante diffusione dello *spalling* del copriferro con conseguente decadimento della resistenza; possibile formazione di ulteriori fessuro lungo l'altezza della trave; possibile fenomeno di *buckling* delle barre di armatura.

# Capitolo 8: Curve di fragilità per l'analisi del danno e conseguenze economiche associate



Figura 8-1 Stati di danno dei nodi trave-colonna esterni



Figura 8-2 Stati di danno dei nodi trave-colonna interni



Figura 8-3 Stati di danno delle colonne deboli

La descrizione dei danni è stata resa possibile grazie ai numerosi dati sperimentali esistenti in letteratura.

Si sottolinea che non si è considerato un quarto stato di danno poiché coinciderebbe con l'incipiente collasso, con conseguente decadimento di resistenza e rigidezza dell'intera struttura. Tuttavia, le azioni di riparazione associate a quest'ultimo stato di danno sarebbero molto difficili da realizzare, pregiudicando la convenienza sia economica che in termini di sicurezza nei confronti della salvaguardia della vita.

### 8.2.2 Funzioni di fragilità

In base ai dati relativi agli eventi sismici di cui si dispone, si possono utilizzare due modi differenti per determinare le curve di fragilità. Il metodo empirico si utilizza nel caso in cui siano note informazioni reali che consentono di sviluppare le funzioni sulla base dei dati sul danno delle strutture, oppure si considerano i danni osservati in seguito ad un terremoto. Se invece non si dispone di una banca dati dei danni in seguito ad eventi sismici, si può utilizzare il metodo analitico in cui si fa riferimento a simulazioni eseguite su modelli numerici. In questo lavoro di tesi ci si è avvalsi dei dati disponibili in letteratura, come viene di seguito spiegato.

In "Cardone et al. (2016)" sono stati selezionati i risultati di test sperimentali eseguiti su provini rappresentativi del comportamento tipico degli edifici in cemento armato realizzati negli anni '70. Il parametro di domanda scelto (EDP) per descrivere l'evoluzione del danno è lo spostamento di interpiano adimensionalizzato rispetto all'altezza, ovvero l'indice IDR (*Interstory Drift Ratio*). Esso è infatti un eccellente parametro se si considera il danno di tali elementi o, come si vedrà nel seguito, anche il danno degli elementi non strutturali quali partizioni interne e tamponature esterne.

I risultati osservati hanno presentato significative variazioni da un provino ad un altro, incertezza che viene esplicitamente presa in considerazione nella definizione delle curve di fragilità.

Le curve di fragilità sono funzioni di probabilità cumulativa log-normale, per la cui definizione sono necessari due parametri, ovvero la media (il 50° percentile) e la deviazione standard logaritmica normalizzata. La funzione di probabilità cumulativa è data da:

$$F_i(DS > ds_i | d = IDR) = \phi\left(\frac{\ln(d/\theta_i)}{\beta_i}\right)$$

Equazione 8-1

Dove il primo membro indica la probabilità condizionata che una componente raggiunga o ecceda un determinato stato di danno per effetto della domanda d = IDR;  $\phi$  è la funzione di distribuzione normale standard;  $\theta_i$  è il valor medio della distribuzione probabile dei parametri di domanda (cioè il valore di domanda al quale corrisponde il 50% di probabilità che la componente raggiunga o ecceda lo stato di danno preso in considerazione);  $\beta$  è la deviazione standard log-normale normalizzata che tiene conto dell'incertezza e della casualità di domanda e capacità.

Per la definizione delle curve, gli autori hanno tenuto conto delle indicazioni fornite nell' *Appendice H* della pubblicazione *FEMA P-58*.

Nel primo step, le distribuzioni cumulative di probabilità dei parametri di domanda corrispondenti a ciascun danno sono state ottenute plottando in ordine ascendente i *drift di interpiano* dove si è sperimentalmente osservato un certo stato di danno, in funzione del parametro (i - 0.5)/n, dove *i* è la posizione del dato ordinato nella lista, mentre *n* è il numero di provini in cui il *drift* aveva generato un danno equivalente. Queste distribuzioni forniscono informazioni circa la quantità di dati corrispondenti ad un certo livello di danno verificatosi per raggiungimento di un di un dato *drift*.

Nel secondo step sono stati riordinati i risultati, eliminando i valori anomali che fossero significativamente differenti dal valor medio considerato.

In un successivo step è stato utilizzato il *criterio della massima verosimiglianza*, in modo da approssimare le funzioni di probabilità cumulativa ai dati finali assunti con una distribuzione log-normale. Seguendo tale metodo, il valore medio di domanda cui è probabile che si verifichi un certo danno è stato espresso con la seguente relazione:

$$heta_i = exp\left(rac{1}{N}\sum_{j=1}^N ln(d_j)
ight)$$

Equazione 8-2

dove N è il numero totale dei dati,  $d_j$  rappresenta l'indice IDR che genera lo stato di danno considerato nel j-esimo test.

Il valore di deviazione standard log-normale normalizzata, per l'i-esimo stato di danno, è espressa come:

$$\beta_{r,i} = \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{j=1}^{N} \left( ln\left(\frac{d_j}{\theta_i}\right) \right)^2}$$

Equazione 8-3

Essa rappresenta la variabilità osservata nei dati sperimentali con cui sono stati definiti i parametri di fragilità. I valori da cui dipende, sono già stati definiti precedentemente.

Risulta però necessario definire un ulteriore contributo di dispersione  $\beta_u$  in cui si considera l'incertezza legata alle differenze tra i provini e le reali strutture, sia in termini di tecniche costruttive che di carichi realmente agenti.

Tuttavia, la dispersione totale, che rappresenta l'incertezza nel reale valore di IDR cui corrisponde un prefissato stato di danno, viene espressa attraverso due contributi:

$$\beta = \sqrt{\beta_r^2 + \beta_u^2}$$

Equazione 8-4

A partire dai parametri ottenuti (Tabella 8-1), sono state sviluppate le curve di fragilità dei tre elementi strutturali presi in considerazione (Figura 8-4, 8-5, 8-6).

Esse vengono utilizzate nel corso della valutazione prestazionale per stimare la probabilità che un elemento possa rientrare in ciascun livello di danno quando risulta esposto ad un certo valore del parametro di domanda. Questa probabilità può essere stimata come differenza aritmetica tra le funzioni di fragilità corrispondenti a due livelli di danno consecutivi:

$$P(DS = ds_i, IDR_k) = \begin{cases} 1 - P(DS \ge ds_1 | IDR = IDR_k) \\ P(DS \ge ds_1 | IDR = IDR_k) - P(DS \ge ds_2 | IDR = IDR_k) \\ P(DS \ge ds_3 | IDR = IDR_k) \end{cases}$$

Equazione 8-5

	Parametri delle funzioni di fragilità							
Gruppi di fragilità	Livelli di danno	IDR [%]	Dispersione			Dispersione		one
		θ	$\beta_r$	$\beta_u$	β			
EWJs	DS1	0.55	0.23	0.35	0.40			
	DS2	1.25	0.24	0.30	0.40			
	DS3	2.00	0.25	0.30	0.40			
IWJs	DS1	0.65	0.24	0.30	0.40			
	DS2	1.75	0.14	0.30	0.35			
	DS3	3.00	0.07	0.30	0.30			
DWC	DS1	0.55	0.23	0.35	0.40			
	DS2	1.65	0.27	0.25	0.35			
	DS3	2.5	0.15	0.3	0.35			

Tabella 8-1 Parametri per la definizione delle curve di fragilità: elementi strutturali

I seguenti grafici rappresentano le curve di fragilità relative ai tre stati di danno (Paragrafo 8.2.1) per ogni elemento strutturale selezionato.



Figura 8-5 Curve di fragilità gruppo IWJ

Capitolo 8: Curve di fragilità per l'analisi del danno e conseguenze economiche associate



Figura 8-6 Curve di fragilità gruppo DWC

In tutti i grafici le curve raggiungono il 100% di probabilità di superamento dello stato di danno DS1 per valori di IDR molto bassi, pari a circa 0.015 rad.

I nodi trave-colonna esterni mostrano delle curve molto più ripide rispetto agli altri elementi e, a parità di spostamento di interpiano raggiunto, presentano una maggiore probabilità di superamento di ciascun livello di danno; si è infatti accennato in precedenza che essi sono soggetti tipicamente a meccanismi di rottura fragile.

Le curve di fragilità degli elementi IWJ e DWC presentano andamenti simili tranne che per il livello DS3, molto più restrittivo per le colonne.

#### 8.2.3 "Consequence functions"

Ad ogni livello di danno sono state associate delle *"consequence functions"*, ovvero relazioni che indicano le potenziali perdite economiche in funzione del livello di danno considerato. Tali funzioni possono essere definite come stime probabilistiche dei costi associati alle azioni di riparazione e sostituzione degli elementi strutturali (vale anche per elementi non strutturali, come si vedrà nel seguito) che raggiungono un determinato livello di danno.



Figura 8-7 (a) Curva di fragilità e (b) "consequence function" corrispondente

In Figura 8-7 (b) si osserva che le quantità sono espresse in termini di parametri adimensionali ottenuti, in precedenti studi sperimentali, a partire dalle relazioni di seguito riportate.

$$l_j | DS_i = \frac{RC_j | DS_i}{a_j}$$

Equazione 8-6

dove il primo membro indica la perdita economica del j-esimo elemento condizionata dall'occorrenza del danno i-esimo;  $RC_j|DS_i$  è il costo di riparazione della j-esima componente a causa del raggiungimento dell'i-esimo livello di danno;  $a_j$  è il costo di sostituzione del j-esimo elemento.

A tal fine, a ciascun livello di danno è stato associato il costo di riparazione richiesto per ripristinare l'elemento considerato alla condizione pre-sisma. In generale, tali costi sono equivalenti per ogni elemento strutturale, ma aumentano ovviamente per livelli di danno crescenti.

A questi, si aggiungono i costi sostenuti per una serie di attività preliminari e supplementari, tra cui:

- attività per garantire la sicurezza, ovvero protezione degli accessi, installazione dei ponteggi etc.;
- attività di demolizione, che comprendono la rimozione degli arredi, demolizione delle partizioni per garantire una riparazione efficace delle componenti strutturali da esse ostruite;
- attività legate alla rimozione dei detriti e alla pulizia delle superfici adiacenti alle fessure;

- sostituzione di componenti elettriche, meccaniche ed idrauliche, e ripristino di elementi non strutturali (partizioni o tamponature) coinvolti nelle attività di riparazione del nodo;
- costi tecnici, come per esempio le parcelle che spettano a progettisti e professionisti coinvolti.

Le "consequence functions" normalizzate possono essere espresse, considerando il costo totale, come

$$L_j | DS_i = \frac{TC_j | DS_i}{b V_j}$$

Equazione 8-7

Dove il primo membro esprime la perdita economica totale per l'occorrenza del danno iesimo sulla j-esima componente;  $TC_j|DS_i$  è il costo di riparazione totale della j-esima componente quando si verifica il danno i-esimo; *b* è il costo al metro cubo dell'edificio;  $V_j$  è il volume medio che circonda l'elemento interessato dall'intervento di riparazione.

Considerando i costi di riparazione unitari e tutte le attività supplementari che ne conseguono può essere derivato il valor medio del costo totale relativo al gruppo j-esimo, per ottenimento del danno i-esimo, normalizzato rispetto al costo al metro cubo dell'edificio:

$$L_{Cj,DSi}(50^{th}) = AVERAGE\left(\frac{(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4 + \alpha_5 + 1)\sum_{K}c_{K}u_{K}}{bV_j}\right)$$
  
Equazione 8-8

Dove  $c_k$  è il costo unitario per la k-esima riparazione (Tabella 8-2),  $u_k$  rappresenta l'estensione del danno subito, k è il numero di azioni di riparazione necessarie a ripristinare l'elemento danneggiato alle condizioni pre-sisma;  $\alpha_i$  sono i fattori di amplificazione che tengono conto delle attività aggiuntive prima citate.

Stato di	Descrizione del danno	Azioni di riparazione	Costi
danno			
DS1	Light cracking interfaccia giunto trave-colonna (<1–1.5 mm), snervamento barre di armatura. Prime fessure inclinate.	Ravvivatura della superficie cementizia adiacente la fessura da eseguirsi con idrolancia, idrosabbiatrice o sabbiatrice, onde ottenere superfici pulite, prive di zone corticali poco resistenti ed esenti da elementi estranei che possano compromettere l'adesione dei successivi trattamenti o getti, compreso l'onere del trasporto a rifiuto presso discariche autorizzate del materiale di risulta.	6.60€/mq
		per il trattamento delle superfici in calcestruzzo. Trattamento chimico preliminare delle superfici (preparazione della fessura prima dell'iniezione) Iniezione con resina epossidica	27.0€/mq 156€/m
DS2	Severe cracking (≥3–5 mm), localizzato all'interfaccia giunto-	Ravvivatura della superficie cementizia adiacente la fessura e rimozione del calcestruzzo allentato	6.60€/mq
trave/colonna. Possibile spalling del copriferro.		Preparazione della fessura prima dell'iniezione o del restauro del calcestruzzo danneggiato	27.0€/mq
	- opinion of	Iniezione con resina epossidica	156€/m
		Fornitura e posa in opera di malta fibrorinforzata monocomponente con fibre in polipropilene, con marcatura CE conforme alla norma UNI EN 1504-3 (malte strutturali classe R4), per il risanamento di strutture in calcestruzzo. Sono inclusi nel prezzo: battitura per asportazione del calcestruzzo ammalorato; pulitura della ruggine dalle barre d'armatura mediante spazzolatura/sabbiatura; applicazione di passivante per ruggine sulle barre d'armatura; ripristino del calcestruzzo con malta fibrorinforzata monocomponente con fibre in polipropilene. Sono esclusi i ponteggi e le impalcature, il trasporto e lo smaltimento a discarica dei detriti e degli imballi.	88.35€/mq
DS3	Spalling copriferro,	Ravvivatura della superficie cementizia adiacente la	6.60€/mq
	possibile crushing del calcestruzzo all'interfaccia giunto-	fessura e rimozione del calcestruzzo danneggiato Preparazione della fessura prima dell'iniezione o del	27.0€/mq
	trave/colonna. Possible buckling delle barre di	restauro del calcestruzzo danneggiato	1
	armatura dei pilastri	Iniezione con resina epossidica	156€/m

	Fornitura e posa in opera di malta premiscelata tixotropica fibrorinforzata con fibre di polivinilalcool (PVA) con marcatura CE conforme alla norma UNI EN 1504-3 (malte strutturali classe R4), per il risanamento di strutture in calcestruzzo.sono incluse nel prezzo : battitura per asportazione del calcestruzzo ammalorato; pulitura della ruggine dalle barre d'armatura mediante spazzolatura/sabbiatura;3) applicazione di passivante per ruggine sulle barre d'armatura; ripristino del calcestruzzo con malta tixotropica fibrorinforzata con fibre di polivinilalcool (PVA); sono esclusi i ponteggi e le impalcature, il trasporto e lo smaltimento a discarica dei detriti e degli imballi.	109.26€/mq
	Sostituzione barre distorte (se presenti)	50€ /cad

Tabella 8-2 Descrizione del danno, delle azioni necessarie al ripristino e costi associati

In Figura 8-8 si osserva la disaggregazione delle varie attività necessarie al ripristino degli elementi strutturali, così da sottolineare la loro influenza sul costo totale di riparazione.

Come era logico attendersi, i costi di riparazione aumentano per livelli di danno crescenti ma non eccedono il 30% del costo totale. Il maggiore contributo è dato dai costi legati alla sicurezza e alle componenti non strutturali (pavimentazioni, sistemi meccanici ed elettrici, partizioni poste in corrispondenza di un nodo o di un pilastro) che vengono coinvolte per eseguire le azioni di riparazione dell'elemento strutturale adiacente; sommando questi ultimi (*safety* e *replace*) si ottengono valori circa uguali al 50% del totale.

Tali costi mostrano un andamento decrescente per livelli di danno crescenti, ma allo stesso tempo si osserva un incremento dei costi di riparazione.



Figura 8-8 Disaggregazione dei costi totali necessari al ripristino di ogni elemento strutturale per ciascun livello di danno raggiunto

I parametri appena descritti consentono di determinare una stima dei probabili costi totali di riparazione (con riferimento al 50-esimo percentile) attraverso l'Equazione 8-8. Tuttavia, tali costi sono variabili aleatorie e quindi si necessita di stimare la loro dispersione rispetto al valor medio. A tale scopo, in precedenti lavori di ricerca (Cardone et al. 2016), sono stati ricavati i valori di media e dispersione che caratterizzano le distribuzioni di probabilità cumulativa log-normale dei costi di riparazione.

Si riportano in Tabella 8-3 i valori medi adimensionali ( $\lambda_{Cj,DSi}$ ) corrispondenti a ciascun livello di danno, e la loro dispersione  $\beta_{Cj,DSi}$ . Si osserva inoltre che, seguendo le linee guida FEMA P-58, ogni *"consequence function"* è caratterizzata dai seguenti parametri (riferimento Figura 8-7 (b)):

- $q_{MIN}$  è la quantità minima di azioni di riparazione sotto cui non vengono applicati sconti per economie di scala ed efficienze di servizio; a tale valore corrisponde quindi il massimo costo  $\lambda_{MAX}$ ;
- $q_{MAX}$  è la quantità massima di azioni di riparazione oltre la quale non vengono applicati ulteriori sconti per economie di scala ed efficienze di servizio; a tale valore corrisponde quindi il minimo costo  $\lambda_{MIN}$ .

Gruppi di fragilità	Livelli di danno	$\lambda_{Cj,DSi}$	$\beta_{Cj,DSi}$	$\lambda_{MAX}$	$\lambda_{MIN}$	<b>q</b> <sub>MAX</sub>	<i>q<sub>MIN</sub></i>
EWJ	DS1	0.74	0.45	0.96	0.59	20	5
	DS2	1.16	0.40	1.39	0.99	20	5
	DS3	1.57	0.42	1.88	1.33	20	5
IWJ	DS1	0.62	0.46	0.81	0.50	20	5
	DS2	1.02	0.41	1.22	0.86	20	5
	DS3	1.59	0.42	1.91	1.35	20	5
DWC	DS1	0.67	0.47	0.88	0.54	20	5
	DS2	0.99	0.37	1.19	0.85	20	5
	DS3	1.25	0.41	1.50	1.07	20	5

Tabella 8-3 Parametri per la definizione delle "consequence functions"

Per la definizione delle curve inerenti al caso studio esaminato nel presente lavoro di tesi, è stato necessario moltiplicare i valori adimensionali riportati in Tabella 8-3, per il costo nominale al metro cubo dell'edificio e per i metri cubi che circondano l'elemento strutturale soggetto ad azioni di riparazione. Supponendo un costo di costruzione dell'edificio di 700 €/mq e un costo di demolizione di 44 €/mc, e assumendo che i metri cubi che circondano l'elemento sottoposto all'intervento siano 8 mc, 11 mc e 6 mc rispettivamente per i gruppi EWJ, IWJ e DWC, si sono ricavate le *"consequence functions"*. Esse sono differenti per ciascun elemento considerato e per ogni livello di danno raggiunto.



Figura 8-9 "Consequence functions" dei costi di riparazione per il gruppo EWJ



Figura 8-10 "Consequence functions" dei costi di riparazione per il gruppo IWJ

Capitolo 8: Curve di fragilità per l'analisi del danno e conseguenze economiche associate



Figura 8-11 "Consequence functions" dei costi di riparazione per il gruppo DWC

I diagrammi mostrano come i costi di riparazione degli elementi strutturali siano elevati anche per bassi livelli di danno. Questo è legato alle difficoltà di intervento e, quindi, ai costi aggiuntivi correlati.

## 8.3 FRAGILITÀ DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI

La definizione delle fragilità per elementi non strutturali richiede gli stessi passaggi seguiti nel Paragrafo 8.2.

Sono stati individuati principalmente quattro gruppi di fragilità:

- Tamponature esterne con finestra (EIW-W Exterior Masonry Infill Walls with Windows)
- Tamponature esterne con portafinestra (EIW-FW Exterior Masonry Infill Walls with French Windows)
- Partizioni interne (IP Internal Partitions)
- Partizioni interne con porte (IP-D Internal Partitions with Doors)

Ogni gruppo presenta caratteristiche di danno comparabili e costi di riparazione differenti. Si procede prima di tutto con l'identificazione del tipo di danno che potrebbe manifestarsi.

### 8.3.1 Livelli di danno

I danni più ricorrenti esibiti dai pannelli murari vengono definiti a partire da osservazioni riguardanti l'estensione e la gravità della fessurazione, la rottura dei blocchi di laterizio, il danneggiamento che si manifesta su elementi quali porte e finestre.

Gli stati di danneggiamento possono essere raccolti essenzialmente in quattro categorie, e ad ognuna di esse vengono in seguito assegnate specifiche attività di riparazione che consentano di ottenere le perdite economiche associate.

I quattro livelli selezionati vengono di seguito descritti e rappresentati in Figura 8-12:

- DS1 (*Light cracking*): si verifica il distacco del pannello murario dal telaio in cemento armato circostante, all'intradosso della trave superiore e a metà altezza del pilastro; si osserva inoltre una lieve fessurazione (larghezza < 1 mm) per scorrimento dovuta alle tensioni tangenziali agenti nella zona centrale della tamponatura;</li>
- DS2 (*Extensive cracking*): le fessure già presenti si allargano (larghezza compresa tra 1 e 2 mm); fessurazione diagonale dovuta alle tensioni di trazione inclinate agenti nella zona centrale della tamponatura; possibile rottura di alcuni blocchi di laterizio in corrispondenza degli angoli superiori;
- DS3 (*Corner crushing*): distacco di un'ampia superficie di intonaco e scorrimento dei giunti di malta; rottura per schiacciamento locale degli spigoli della tamponatura a causa della concentrazione di forze orizzontali di interazione trasmesse dal telaio;
- DS4 (*Collapse*): si verifica il collasso della tamponatura per effetto di meccanismi in piano o fuori dal piano

Capitolo 8: Curve di fragilità per l'analisi del danno e conseguenze economiche associate



Figura 8-12 Livelli di danneggiamento delle tamponature per effetto di azioni sismiche

A causa della mancanza di risultati sperimentali relativi alle partizioni interne, si è fatto riferimento ai dati disponibili per le tamponature esterne. Tale ipotesi è a vantaggio di sicurezza, dato che la capacità deformativa da esse attesa è maggiore rispetto a quella dei tamponamenti esterni.

#### 8.3.2 Funzioni di fragilità

Anche in questo caso, come già descritto nel Paragrafo 8.2.2, ci si è avvalsi di dati sperimentali esistenti in letteratura (Cardone et al. 2015 ; Meherabi et al. 1996 ; Negro et al. 1996 ; Calvi et al 2004). In tali studi di ricerca sono stati presentati i risultati di circa 55 test di laboratorio (prove cicliche, pseudo-dinamiche e di scuotimento) eseguiti su provini di muratura.

Il parametro utilizzato per descrivere il danneggiamento dei pannelli murari soggetti ad azione sismica è lo spostamento d'interpiano normalizzato rispetto all'altezza (indice IDR). In tal modo si consentirà nel corso dell'analisi di far riferimento agli stessi vettori di domanda generati precedentemente con le analisi time history non lineari. Seguendo gli stessi passaggi per la definizione dei parametri di fragilità inerenti alle componenti strutturali, si riportano in tabella i risultati ottenuti per gli elementi non strutturali in termini di:

- valore medio di domanda  $\theta_i$  cui è probabile che si verifichi un certo danno
- deviazione standard log-normale  $\beta$

	Parametri delle funzioni di fragilità					
Gruppi di fragilità	Livelli di danno IDR [%]		Dispersione			
		$\theta_i$	$\beta_r$	$\beta_u$	β	
EIW-W	DS1	0.10	0.45	0.25	0.50	
	DS2	0.30	0.41	0.25	0.50	
	DS3	0.75	0.26	0.25	0.40	
	DS4	1.75	0.18	0.25	035	
EIW-FW	DS1	0.075	0.45	0.25	0.50	
IP-D	DS2	0.20	0.41	0.25	0.50	
	DS3	0.50	0.26	0.25	0.40	
	DS4	1.75	0.18	0.25	0.35	
IP	DS1	0.75	0.45	0.25	0.50	
	DS2	0.40	0.41	0.25	0.50	
	DS3	1.0	0.26	0.25	0.40	

Tabella 8-4 Parametri per la definizione delle curve di fragilità: tamponature esterne e partizioni interne

Per le partizioni interne IP-D si è assunto il livello DS3 coincidente con il DS4. Le curve di fragilità sono state ricavate come distribuzioni log-normali dei dati collezionati, con valor medio  $\theta_i$  e deviazione standard  $\beta$  (Figura 8-13, 8-14, 8-15, 8-16). Esse vengono utilizzate nel corso della valutazione prestazionale per stimare la probabilità che un elemento possa rientrare in ciascun livello di danno quando risulta esposto ad un certo valore del parametro di domanda. Questa probabilità può essere valutata come differenza aritmetica tra le funzioni di fragilità corrispondenti a due livelli di danno consecutivi ma, mentre nel caso delle partizioni interne (tre livelli di danno) ci si può riferire all'Equazione 8-8, nel caso di tamponature esterne (quattro livelli di danno) si hanno le seguenti relazioni:
$$P(DS = ds_i, IDR_k = \begin{cases} 1 - P(DS \ge ds_1 | IDR = IDR_k) \\ P(DS \ge ds_1 | IDR = IDR_k) - P(DS \ge ds_2 | IDR = IDR_k) \\ P(DS \ge ds_2 | IDR = IDR_k) - P(DS \ge ds_3 | IDR = IDR_k) \\ P(DS \ge ds_4 | IDR = IDR_k) \end{cases}$$

Equazione 8-9

Si riporta di seguito la rappresentazione delle curve di fragilità per ogni elemento non strutturale preso in considerazione.



Equazione 8-11 Curve di fragilità gruppo EIW-FW

Capitolo 8: Curve di fragilità per l'analisi del danno e conseguenze economiche associate





Equazione 8-13 Curve di fragilità gruppo IP-D

In generale tutti i grafici esibiscono differenze irrisorie ai livelli di danno DS1 e DS2, ma molto più marcate nei confronti del collasso.

Le figure 8-12 e 8-13, rispetto alla 8-10 e 8-11, mostrano che il raggiungimento dei tre livelli di danno nelle partizioni interne è prematuro rispetto alle tamponature esterne; questo è dovuto, oltre che al diverso spessore (inferiore per le partizioni interne) che si traduce in una minore resistenza, anche alla maggiore rigidezza manifestata dalle murature esterne per l'interazione con il telaio in cemento armato circostante.

Inoltre, a parità di IDR raggiunto, la presenza di porte nelle partizioni interne conduce ad una maggiore probabilità di superamento dello stato limite considerato. La presenza di aperture infatti, come si è già dedotto nello studio del puntone equivalente, comporta una riduzione di rigidezza dipendente dalla posizione e dalle dimensioni delle stesse.

#### 8.3.3 "Consequence functions"

Ad ogni livello di danno sono state associate delle *"consequence functions"*, ovvero relazioni che indicano le potenziali perdite economiche in funzione del livello di danno considerato. Esse sono stime probabilistiche dei costi associati alle azioni di riparazione e sostituzione degli elementi strutturali che hanno raggiunto un determinato livello di danno.

A tal fine si rende prima di tutto necessario associare a ciascun livello di danno il costo di riparazione (Tabella 8-5) richiesto per ripristinare l'elemento alla condizione presisma. Tali costi tendono ad aumentare per livelli di danno crescenti, soprattutto in presenza di porte o finestre; esse rappresentano infatti una buona porzione del costo totale del pannello murario. Si osserva logicamente che i costi per il restauro o la ricostruzione delle tamponature esterne è circa due volte maggiore rispetto alle partizioni interne.

Stato	Descrizione			
di	danno	Azioni di riparazione	Costi	
danno				
DS1	Light cracking	Rimozione intonaco lungo i bordi del pannello murario e lungo le fessure diagonali	7 €/mq	
		Preparazione della superficie muraria (spazzolatura, pulizia con acqua a bassa pressione etc.)	1.29 €/mq	
		Applicazione rete stampata in materiale sintetico per armatura di intonaci fornita e posta in opera con fissaggio meccanico al supporto murario sottostante	4.38 €/mq	
		Nuovo intonaco	25.5 €/mq	
		Pitturazione	20.73 €/mq	
DS2	Extensive cracking	Rimozione laterizi rotti o danneggiati, se presenti	49.92 €/m	
		Restauro tamponatura/tramezzatura utilizzando nuovi blocchi di laterizio	61.86/25.98 €/mq	
		Rimozione intonaco lungo i bordi del pannello murario e lungo le fessure diagonali	7 €/mq	

*Capitolo 8: Curve di fragilità per l'analisi del danno e conseguenze economiche associate* 

		Preparazione della superficie muraria (spazzolatura, pulizia con acqua a bassa pressione etc.)	1.29 €/mq
		Applicazione rete stampata in materiale sintetico per armatura di intonaci fornita e posta in opera con fissaggio meccanico al supporto murario sottostante	4.38 €/mq
		Nuovo intonaco	25.5 €/mq
		Pitturazione	20.73 €/mq
DS3	Corner	Rimozione finestra o porta finestra, se presenti	17.41 €/mq
	orushing	Rimozione porta, se presente	6.85 €/mq
		Demolizione della tamponatura/partizione danneggiata	49.92 €/mq
		Costruzione di una nuova tamponatura/partizione	61.86/25.98 €/mq
		Reinstallazione finestra o portafinestra esistente, se presenti	22.96 €/mq
		Installazione nuova porta	202.98 €/mq
		Applicazione rete stampata in materiale sintetico per armatura di intonaci fornita e posta in opera con fissaggio meccanico al supporto murario sottostante	4.38 €/mq
		Nuovo intonaco	25.51 €/mq
		Pitturazione	20.73 €/mq
DS4	Collasso	Rimozione finestra o porta finestra, se presenti	17.41 €/mq
		Demolizione della tamponatura danneggiata	49.92 €/mq
		Costruzione di una nuova tamponatura	61.86 €/mq
		Installazione nuova finestra o portafinestra, se presenti	318.84 €/mq
		Applicazione rete stampata in materiale sintetico per armatura di intonaci fornita e posta in opera con fissaggio meccanico al supporto murario sottostante	4.38 €/mq
		Nuovo intonaco	25.51 €/mq
		Pitturazione	20.73 €/mq

Tabella 8-5 Descrizione del danno, delle azioni necessarie al ripristino e costi associati

A questi si aggiungono i costi sostenuti per una serie di attività preliminari e supplementari, di cui al Paragrafo 8.2.3, rappresentati in Figura 8-13.



Figura 8-13 Disaggregazione dei costi totali necessari al ripristino delle tamponature esterne con finestra (EIW-W) e portafinestra (EIW-FW) per ciascun livello di danno raggiunto. I valori inerenti alle partizioni interne possono ritenersi equivalenti

Come era logico attendersi, i costi di riparazione tendono ad aumentare per livelli di danno maggiori; è importante osservare che in corrispondenza dei livelli DS3 e DS4 si aggiungono i costi di riparazione o sostituzione dei telai di porte o finestre, andando così a riempire il gap tra i livelli DS3 (o DS4) e DS2.

Il contributo espresso dalle due sezioni "Finishing" e "Frames" corrisponde al concetto di "Partition -like" introdotto in "Alsani and Miranda (2005)"; si includono cioè, nel costo totale di riparazione, tutte quelle componenti (impianti elettrici e idraulici, porte, finestre

etc.) che devono essere sostituite quando si raggiunge un certo livello di danno delle partizioni interne o tamponature.

Se si confrontano i diagrammi in Figura 8-13 con quelli in Figura 8-8, si osserva che i costi legati alla sicurezza per gli interventi su elementi non strutturali costituiscono una percentuale del costo totale molto inferiore rispetto agli elementi strutturali; al contrario, i costi di riparazione sfiorano il 60% del totale, contro il 20% circa delle componenti strutturali.

I parametri appena descritti consentono di determinare una stima dei probabili costi totali di riparazione attraverso l'Equazione 8-8. In "Cardone et al. 2015" sono stati ricavati i valori medi adimensionali ( $\lambda_{Cj,DSi}$ ) dei costi totali corrispondenti a ciascun livello di danno e la loro dispersione  $\beta_{Cj,DSi}$ . Si osserva inoltre che, seguendo le linee guida FEMA P-58, ad ogni "*consequence function*" sono stati assegnati i seguenti parametri (riferimento Figura 8-7 (b)):

- $q_{MIN}$  è la quantità minima di azioni di riparazione, sotto cui non vengono applicati sconti per economie di scala ed efficienze di servizio; a tale valore corrisponde quindi il massimo costo  $\lambda_{MAX}$ ;
- $q_{MAX}$  è la quantità massima di azioni di riparazione, oltre la quale non vengono applicati ulteriori sconti per economie di scala ed efficienze di servizio; a tale valore corrisponde quindi il minimo costo  $\lambda_{MIN}$ .

Gruppi di fragilità	Livelli di danno	$\lambda_{Cj,DSi}$	$\beta_{Cj,DSi}$	$\lambda_{MAX}$	$\lambda_{MIN}$	<b>q</b> <sub>MAX</sub>	<b>q</b> <sub>MIN</sub>
EIW-W	DS1	0.19	0.30	0.24	0.29	20	5
	DS2	0.34	0.46	0.41	1.10	20	5
	DS3	1.30	0.46	1.56	1.22	20	5
	DS4	1.44	0.52	1.73	0.13	20	5
EIW-FW	DS1	0.17	0.28	0.22	0.13	20	5
	DS2	0.32	0.46	0.39	0.27	20	5
	DS3	1.32	0.46	1.58	1.12	20	5
	DS4	1.55	0.52	1.86	1.31	20	5
IP	DS1	0.22	0.19	0.28	0.17	20	5
	DS2	0.43	0.45	0.52	0.37	20	5
	DS3	1.96	0.45	2.35	1.66	20	5

Capitolo 8: Curve di fragilità per l'analisi del danno e conseguenze economiche associate

IP-D	DS1	0.18	0.25	0.24	0.15	20	5	
	DS2	0.34	0.46	0.41	0.29	20	5	
	DS3	1.40	0.46	1.68	1.19	20	5	

Tabella 8-6 Parametri per la definizione delle "consequence functions"

I costi di riparazione corrispondono per il livello di danno DS1 al 20% del valore di ricostruzione delle diverse componenti, e mostrano un andamento crescente per i livelli di danno successivi raggiungendo il 200% circa.

Questo dimostra che è necessaria una valutazione del comportamento globale, partendo da una stima delle prestazioni delle singole componenti; in questo modo sarà possibile valutare, a seconda del danno subito dall'edificio a seguito di un evento sismico, la convenienza nell'attuare azioni di riparazione. A tal fine, come si vedrà nel prossimo capitolo, viene posta una soglia espressa come frazione del costo totale di ricostruzione, oltre la quale risulta conveniente demolire e riscostruire piuttosto che riparare le componenti danneggiate.

Per la definizione delle *"consequence functions"* inerenti al caso studio esaminato nel presente lavoro di tesi, è stato necessario moltiplicare i valori adimensionali riportati in Tabella 8-8 per il costo nominale al metro quadro di un tamponamento nuovo con le stesse caratteristiche di quello esistente e per la superficie del pannello. Le curve ottenute vengono illustrate in Figura 8-14, 8-15, 8-16, 8-17.

È immediato notare nei primi due gruppi un notevole incremento dei costi associati ai livelli DS3 e DS4, poiché essi coinvolgono il danneggiamento di porte, finestre e la necessaria sostituzione delle componenti a seguito del ripristino di partizioni interne o tamponature (concetto di "Partition-like" introdotto precedentemente).

*Capitolo 8: Curve di fragilità per l'analisi del danno e conseguenze economiche associate* 



Figura 8-14 "Consequence functions" dei costi di riparazione per il gruppo EIW-W



Figura 8-15 "Consequence functions" dei costi di riparazione per il gruppo EIW-FW

Capitolo 8: Curve di fragilità per l'analisi del danno e conseguenze economiche associate



Figura 8-16 "Consequence functions" dei costi di riparazione per il gruppo IP



Figura 8-17 "Consequence functions" dei costi di riparazione per il gruppo IP-D

### **8.4 GRUPPI DI PERFORMANCE**

L'obiettivo del lavoro è di determinare una stima delle perdite attraverso una procedura *"time-based*" condotta tenendo conto della pericolosità del sito. Si sottolinea che ci si è limitati a stimare le perdite economiche dirette, quindi le conseguenze in termini di perdite indirette e *downtime* esulano dall'obiettivo di questa tesi.

Nella sezione precedente sono state determinate le curve di fragilità per ogni elemento strutturale e non strutturale, considerando le azioni di riparazione necessarie a ripristinare il danno subito e i costi che ne derivano. Tali curve sono state implementate in PACT attraverso lo strumento "*fragility specification manager*".

Lo step successivo consiste nel definire la quantità di elementi vulnerabili al danno, per cui si richiede la suddivisione in *"gruppi di performance"*. Questi sono una sottocategoria dei gruppi di fragilità e comprendono le componenti che durante l'evento sismico subiscono la stessa domanda (IDR); queste sottocategorie vengono perciò suddivise a seconda della direzione e del piano in cui sono situate. Per quanto riguarda le tamponature, è stato considerato il numero di "pannelli equivalenti" nelle due direzioni.

Gruppi di fragilità	Quantità						
Elementi strutturali	Direzione X	Direzione Y					
Colonne deboli (DWC)	12	12					
Nodi trave-colonna esterni (EWJ)	6	8					
Nodi trave-colonna interni (IWJ)	6	4					
Elementi non strutturali							
Tamponature esterne con finestra (EIW-W)	2	2					
Tamponature esterne con portafinestra (EIW-FW)	4	2					
Partizioni interne (IP)	6	4					
Partizioni interne con porta (IP-D)	3	2					

Figura 8-18 "Lista" delle quantità di elementi strutturali e non strutturali assunti per ogni livello e per ogni direzione della struttura

Raccolte le informazioni riguardanti il numero di elementi vulnerabili e le funzioni di fragilità con costi di riparazione associati, nel prossimo capitolo sarà condotta una stima delle perdite legate ai danni che l'edificio potrebbe subire a seguito di un evento sismico. In maniera più specifica, lo scopo è quello di valutare le probabili prestazioni di un edificio in uno specifico periodo di tempo considerando tutti i terremoti che potrebbero verificarsi in tale periodo e la probabilità di occorrenza associata a ciascuno di essi.

## 9. ANALISI DELLE PERDITE

### 9.1 INTRODUZIONE

Il processo di valutazione probabilistica illustrato in Figura 3.3 (Capitolo 3) consiste nella risoluzione di un integrale triplo (Equazione 3-1) per descrivere la frequenza media annua di eccedenza di una certa variabile decisionale (economica nel caso considerato) per una data struttura. Tale metodologia, nota come PEER PBEE, è stata implementata nelle linee guida FEMA P-58 (2012) per consentire la valutazione delle performance strutturali, anche attraverso l'introduzione del software PACT.

Valutate le condizioni di collasso e di irreparabilità, la metodologia può essere riassunta in alcuni step significativi:

- gli spostamenti di interpiano, derivati dalle analisi time history non lineari per livelli di intensità crescenti, vengono utilizzati per ottenere una descrizione probabilistica dei *parametri di domanda* elaborati tramite *simulazioni Monte Carlo*;
- viene stimato, sotto una prospettiva probabilistica, il danno atteso delle componenti strutturali e non strutturali in funzione dei parametri di domanda ottenuti allo step precedente; a tal fine sono state definite e implementate le *curve di fragilità* per ogni componente e per ciascun livello di danno atteso;
- in funzione del livello di danno raggiunto, vengono stimate le perdite economiche attese per le singole componenti; a tal fine sono state definite e implementate le *consequence functions* rappresentative delle conseguenze economiche associate a ciascun livello di danno considerato;
- l'ultimo step, descritto nel corrente capitolo, consiste in una stima probabilistica delle perdite economiche che interessano l'intero edificio come conseguenza di un dato evento sismico.

I risultati che verranno mostrati di seguito sono legati alle esigenze dei "*decision makers*" che possono richiedere il confronto tra diverse scelte progettuali in termini di performance se si vuole progettare un nuovo edificio, oppure condurre delle analisi costi-benefici per determinare la convenienza nell'attuare interventi di adeguamento o miglioramento strutturale. Tali scenari economici futuristici sono favorevolmente accolti da istituti di credito e compagnie assicurative che utilizzano una misura del rischio sismico chiamata

Probable Maximum Loss (PML) (ASTM E-2026 "Standard Guide for Seismic Risk Assessment of Buildings"; ASTM E-2557 "Standard Practice for Probable Maximum Loss Evaluations for Earthquake Due-Diligence Assessments") per la cui definizione vengono utilizzate le seguenti misure standard:

- SEL (*Scenario Expected Loss*) che si riferisce alle perdite medie attese che potrebbero interessare l'edificio quando è sottoposto ad un terremoto con una prefissata intensità; solitamente si considera un periodo di ritorno dell'evento sismico pari a 475 anni;
- SUP (Scenario Upper Loss) che valuta le perdite attese riferite ad una probabilità di superamento del 10% per effetto di terremoti con una certa intensità; anche in questo caso solitamente si considera un evento sismico con periodo di ritorno 475 anni;
- PL (*Probable Loss*) ovvero le perdite economiche di cui si valuta la probabilità di superamento in un certo lasso di tempo.

A tal fine, in una prima parte del capitolo vengono computate le perdite attese legate alle componenti strutturali e non strutturali per ciascun livello di intensità (*intensity based assessment*). Queste vengono poi assemblate e combinate con la *curva di hazard* del sito così da ottenere una valutazione *time-based*; in questo modo, le perdite vengono espresse in funzione del periodo di ritorno relativo a ciascun evento sismico considerato.

L'obiettivo finale è quello di tradurre il rischio dell'edificio in termini di *EAL (Expected Annual Losses)*, un indice che consente di esprimere le perdite che ogni anno potrebbero ipoteticamente verificarsi in relazione all'esposizione sismica dell'edificio e alla sua vulnerabilità.

## 9.2 APPROCCIO MONTE CARLO PER IL CALCOLO DELLE PERFORMANCE

La metodologia descritta per la valutazione delle perdite utilizza un approccio Monte Carlo, con il quale si tiene conto dell'aleatorietà dei fattori che caratterizzano le prestazioni della struttura. Infatti, come visto nei capitoli precedenti, il processo di valutazione coinvolge molti fattori (ognuno caratterizzato da incertezza) tra cui le intensità di scuotimento del suolo e la conseguente risposta strutturale, la vulnerabilità degli elementi strutturali e non strutturali, le metodologie costruttive, la disponibilità di prove di laboratorio sufficienti per caratterizzare i materiali e le risposte degli elementi rappresentativi di dettagli costruttivi.

In questa sezione si vuole descrivere brevemente la procedura che consente la simulazione dei parametri di domanda utilizzata dal software e illustrata in Figura 9-1. La prima pubblicazione a riguardo è quella di Yang et al. (2009).



Figura 9-1 Diagramma di flusso che descrive il processo di simulazione dei parametri di domanda [Fonte: FEMA P-58 (2012)]

Nel primo step i risultati ottenuti dalle analisi dinamiche non lineari, svolte nel Capitolo 7, vengono assemblati in una *matrice di domanda* X = m x n dove:

- *n* è il numero di righe corrispondente al numero di intensità selezionate, ovvero 9 per ognuna delle due configurazioni strutturali studiate;
- *m* è il numero di colonne corrispondente al numero di parametri di domanda, cioè i 4 spostamenti normalizzati rispetto all'altezza d'interpiano e calcolati nelle due direzioni principali di ogni struttura.

Ogni cella della matrice contiene i valori di picco valutati per ogni parametro di domanda corrispondente ad una data intensità e vengono considerati con una distribuzione lognormale. Da qui si passa alla matrice di distribuzione normale **Y**, ottenuta calcolando i logaritmi naturali dei valori di **X**.

$$Y = \log(X)$$

Equazione 9-1

A partire dalla matrice appena definita vengono stabilite alcune proprietà aggiuntive, ovvero la media  $M_Y$  (vettore  $l \ x \ n$  contenente le medie dei logaritmi naturali), la varianza  $\sigma_Y$  (vettore  $l \ x \ n$ ), la covarianza  $\Sigma_{YY}$  (matrice  $n \ x \ n$ ) e i coefficienti di correlazione  $\rho_{YY}$  (matrice  $n \ x \ n$ ).

In particolare, la matrice di covarianza  $\Sigma_{YY}$  viene scomposta in varianza  $\sigma_Y$  e coefficienti di correlazione  $\rho_{YY}$ . La varianza di Y viene incrementata per considerare le incertezze di modellazione, dando come risultato una nuova varianza  $\sigma_Z$  che sarà combinata con la matrice iniziale dei coefficienti di correlazione  $\rho_{YY}$  per ottenere una nuova matrice di covarianza,  $\Sigma_{ZZ}$ , che tiene conto delle incertezze aggiuntive. In questo modo dalla matrice Y si ottiene un set molto più ampio di dati denominato Z (*s x n*), dove *s* è il numero di simulazioni, che ha le stesse proprietà statistiche della matrice di partenza, ma che considera le incertezze di modellazione. Quindi, questa nuova matrice di covarianza utilizza Z in opposizione a Y, e rappresenta le proprietà dei dati simulati Z. Poiché la varianza è data dalla radice quadra della deviazione standard di una distribuzione normale, allora segue che questa è uguale alla dispersione della corrispondente distribuzione log-normale X.

Ora che sono state determinate le proprietà dei parametri di domanda originali considerando anche le incertezze, può essere generata la simulazione delle domande. La forma base dell'espressione utilizzata per simulare i nuovi dati Z è stata proposta da Yang et al. (2009):

$$Z = AU + B = L_{np}D_{pp}U + M_Y$$

Equazione 9-2

dove p è il rango della matrice di covarianza  $\Sigma_{YY}$  ottenuto considerando il numero di autovalori non nulli della matrice stessa;  $D_{pp}$  è una matrice *p x p* ottenuta dalle radici quadre degli autovalori della matrice di covarianza.

L'equazione appena descritta è in grado di gestire sia le matrici di covarianza con rango massimo che non, ovvero quando il numero di variabili di domanda è maggiore del numero di osservazioni oppure quando uno dei parametri di domanda è combinazione lineare di un altro.

Seguendo la simulazione e la generazione di un nuovo set di dati della domanda Z normalmente distribuiti, la distribuzione log-normale viene trovata considerando l'esponenziale di Z per dare infine la matrice  $W(s \ x \ n)$ , ovvero i dati simulati utilizzati al posto dei dati di input X. Il processo richiede N vettori di U per le N simulazioni considerate, utilizzando quindi un vettore per ogni simulazione. **9.2.1** Assemblaggio dei dati in PACT (Performance Assessment Calculation Tool) Il processo fino ad ora descritto consiste in un elevato numero di simulazioni, definite come realizzazioni; ogni realizzazione rappresenta un possibile risultato di performance calcolato considerando una singola combinazione delle variabili aleatorie che caratterizzano il problema.

Il primo step per consentire tale valutazione consiste nel definire le informazioni di base che caratterizzano l'edificio, ovvero le dimensioni in pianta e in elevazione, il costo totale di ricostruzione posto pari a 700 €/mq con un costo aggiuntivo associato alle operazioni di demolizione di 44€/mc, il numero di piani dell'edificio (4) cui corrisponde anche il numero di parametri di domanda successivamente introdotti (definiti per ogni livello).

È stata inoltre stabilita la soglia di perdita totale, oltre la quale risulta conveniente sostituire l'edificio piuttosto che procedere con le azioni di riparazione. A tal fine, linee guida FEMA P-58 suggeriscono una soglia pari al 40% del costo totale di ricostruzione. Questa risulta molto più bassa rispetto all'80% stabilito nel processo di ricostruzione a seguito del terremoto in Irpinia (1980), in cui era stato introdotto come "limite di convenienza economica" con la Legge 219/1981 (GU 134) per la gestione dell'emergenza. Nel presente studio si è fatto riferimento ad una situazione intermedia che può essere ricondotta al terremoto de L'Aquila (2009), in cui il Decreto 3881/2010 (OPCM 2010) stabiliva una soglia pari al 60% del costo totale di ricostruzione.

Inoltre, ogni realizzazione valuta l'eventualità al collasso dell'edificio, per cui sono state definite e implementate le *curve di fragilità al collasso* (Capitolo 6). Per capire se è stata superata la soglia del collasso, il calcolatore genera in maniera casuale numeri compresi tra 0 e 1 come se si stesse "pescando" implicitamente all'interno della distribuzione della variabile aleatoria di interesse. Se il collasso si verifica, allora si assume la "totale perdita", ovvero i costi di riparazione dell'edificio vengono considerati pari al valore di ricostruzione.

Sempre per definire la convenienza della ricostruzione piuttosto che la riparazione degli elementi danneggiati, sono stati introdotti i valori di spostamento residuo calcolati per ogni livello di intensità e per ognuno dei sette vettori derivanti dalle analisi time history non lineari (Capitolo 7); anche in questo caso il calcolatore utilizza una generazione random di numeri per determinare se viene superata o meno la soglia di irreparabilità e, in tal caso, i costi di riparazione vengono assunti pari al costo di ricostruzione.

Se non si verifica il collasso e l'edificio è in condizioni di riparabilità, allora la realizzazione utilizza i vettori di domanda (i valori di picco degli IDR ricavati nel

Capitolo 7) per determinare lo stato di danno di ogni componente vulnerabile dell'edificio. A tal fine sono stati definiti e introdotti i *gruppi di fragilità* e i *gruppi di performance*, di cui si è ampiamente discusso nel Capitolo 8. Anche in questo caso si effettua una generazione random di numeri per valutare quale stato di danno viene raggiunto da una certa componente nella realizzazione di riferimento. Per ogni livello di danno sono inoltre state definire le *consequence functions* rappresentative dei costi di riparazione, passaggio fondamentale per la valutazione delle performance strutturali.

### 9.3 CALCOLO DELLE PERDITE ECONOMICHE

La valutazione delle performance è stata eseguita considerando i 9 intervalli di intensità selezionati sulla *curva di hazard* del sito (Capitolo 4). Dopo una valutazione "*intensity-based*" è quindi possibile ottenere dei risultati pesati sulla frequenza di occorrenza di ciascun livello di intensità.

Per stabilire il numero di realizzazioni necessarie al raggiungimento di una valutazione affidabile sono stati eseguiti una serie di tentativi fino ad ottenere uno scarto minimo tra i risultati, fissando in definitiva un valore pari a 1000.

In tutte le realizzazioni in cui viene raggiunto o superato uno dei valori di soglia (soglia di perdita massima, soglia di spostamento residuo massimo dell'1%, soglia per raggiungimento del collasso), la perdita economica registrata successivamente nei diagrammi illustrati in Figura 9-3 (c, d) viene posta pari al costo di ricostruzione. In tutte le altre realizzazioni invece, vengono utilizzati i parametri di domanda per stimare la perdita associata al danno raggiunto da ciascuna componente strutturale e non strutturale. A titolo di esempio si riportano in Figura 9-2 i grafici relativi alle tre intensità sismiche con periodi di ritorno pari a 30, 475 e 975 anni rispettivamente.



Figura 9-2 Costi di riparazione per 1000 realizzazioni disposte in ordine crescente

I diagrammi indicano i costi di riparazione registrati in ogni realizzazione e disaggregati a seconda del contributo fornito da ogni componente; a tal proposito si può già notare che gli elementi strutturali (EWJ, IWJ, DWC) danno un contributo più significativo per periodi di ritorno maggiori dell'evento sismico, ma sono praticamente trascurabili per eventi di bassa intensità. Si può inoltre osservare che il *bare frame* mostra un superamento della soglia massima di *residual drift ratio* in 200 realizzazioni per l'evento con periodo di ritorno di 475 anni (SLV) e 400 realizzazioni nel caso di periodo di ritorno pari a 975 anni (SLC), ovvero valori molto maggiori rispetto alla soluzione tamponata; un trend opposto può essere invece associato al numero di realizzazioni in cui si verifica il collasso. Questo sta ad evidenziare che, se da un lato la duttilità esibita dalla struttura nuda permette di minimizzare la probabilità di collasso, dall'altro genera ampie escursioni in campo plastico e quindi spostamenti residui elevati. Questo è un buon comportamento dal punto di vista delle prestazioni strutturali, ma meno se si considerano le perdite economiche associate.

Diagrammi simili sono stati ottenuti anche per i restanti livelli di intensità e vengono utilizzati per eseguire delle valutazioni "*intensity-based*", in cui si esprime la probabilità di non eccedenza di un determinato valore di perdita economica per effetto dell'intensità sismica selezionata.

#### 9.3.1 Valutazioni "intensity-based"

I valori registrati in ogni realizzazione sono stati disposti in ordine crescente (Figura 9-2) in modo da consentire il calcolo della probabilità che la totale perdita sia inferiore ad un certo valore per una selezionata intensità di scuotimento. In questo modo, per esempio, il costo di riparazione con il 50% di probabilità di non eccedenza sarà il valore calcolato in corrispondenza della 500-esima realizzazione. Attraverso tale procedura è stato possibile determinare per ogni livello di intensità le distribuzioni di probabilità cumulativa di non eccedenza di una prefissata perdita economica. I diagrammi in Figura 9-3 mostrano sull'asse delle ordinate le probabilità che il costo totale di riparazione (TRC – Total Repair Cost) non ecceda un certo valore di perdita economica (El – Economic Loss) selezionato sull'asse delle ascisse.

Si riportano per completezza prima le curve di probabilità cumulativa di non eccedenza ottenute in assenza della sola soglia di perdita (Figura 9-3 (a), (b)). In questo caso quindi, il costo di riparazione viene posto uguale al costo di ricostruzione solo se si raggiunge il *limite di collasso* o il *limite di irreparabilità*.

Nei due diagrammi (c) e (d) è invece stata considerata la soglia pari al 60% del costo totale di ricostruzione. Oltre tale soglia il costo totale di riparazione viene posto pari al costo di sostituzione dell'edificio, perciò la curva di non eccedenza assume andamento costante.



Figura 9-3 Distribuzioni di probabilità cumulativa di non eccedenza per le due configurazioni strutturali bare frame e infilled frame, considerando il caso di soglia pari al 100% del costo di sostituzione dell'edificio (a, b) e il caso di soglia pari al 60% (c, d)

Per i motivi precedentemente spiegati, in questo lavoro di ricerca si è fatto riferimento al solo caso con soglia del 60%.

Considerando le prime cinque intensità del caso *bare frame* e le prime sei intensità del caso *infilled frame*, si osserva che la probabilità di eccedenza diventa costante prima del raggiungimento del valore di soglia, quindi l'edificio risulta sicuramente riparabile.

Si può inoltre dire che a parità di costi e intensità selezionate, nel primo caso (c) le probabilità di non eccedenza sono generalmente inferiori rispetto alla soluzione tamponata (d), evidenziando quindi la notevole influenza dei modelli strutturali adottati. In particolare, la struttura nuda mostra una probabilità di non eccedenza nulla per il livello di intensità massimo (2% di probabilità di superamento nel periodo di riferimento di 50 anni), a causa del raggiungimento del collasso e della soglia di spostamento residuo di interpiano in un numero elevato di realizzazioni.

Considerando per esempio eventi sismici con periodi di ritorno pari a 475 e 975 anni (di cui sono stati riportati in Figura 9-2 i risultati per ogni realizzazione), nella soluzione *bare frame* si osservano rispettivamente 30% e 5% circa di probabilità di non eccedenza della soglia di massima perdita, contro 80% e 25% della struttura tamponata.

Per evidenziare le reali perdite economiche ottenute, si riportano in Figura 9-4 gli istogrammi che rappresentano i costi di riparazione con riferimento ad una probabilità di non eccedenza del 50% per ogni livello di intensità selezionato sull'asse delle ascisse. La scelta del 50° percentile è legata alla definizione dell'indice SEL (*Scenario Expected Loss*) di cui si è discusso nella sezione introduttiva. A tal proposito, si osserva in corrispondenza di un evento con periodo di ritorno 475 anni una perdita economica compresa tra 342000€ (maggiore della massima soglia) e 182000€ rispettivamente per la soluzione *bare frame* e *infilled frame*.





Figura 9-4 Costi totali di riparazione riferiti al 50-esimo percentile delle distribuzioni di probabilità cumulativa delle due configurazioni strutturali sottoposte a nove livelli di intensità differenti

Com'era logico attendersi, in entrambi i casi si osserva un andamento crescente dei costi di riparazione per eventi sismici sempre più rari. In generale, i costi associati ai danni subiti dalla struttura nuda sono molto più elevati e si manifesta una perdita totale in corrispondenza di un evento con probabilità di superamento del 10% in 50 anni ( $T_R$ =475 anni – vd. Tabella 5-1, Capitolo 5); questo è dovuto al superamento della soglia di totale perdita (indicata con una linea orizzontale tratteggiata).

Trascurare quindi l'effetto delle tamponature nella modellazione comporta una sovrastima delle perdite economiche totali poiché, come si è già osservato svolgendo le analisi dinamiche non lineari, gli *IDR (Interstory Drift Ratio)* sono maggiori rispetto a quelli manifestati dalla soluzione strutturale *infilled frame*.

Si è inoltre effettuata una suddivisione per gruppi di performance, poiché essi influenzano in maniera dissimile i costi sostenuti per le azioni di riparazione. Si sottolinea che le percentuali sono state definite in relazione ai costi totali di riparazione illustrati in Figura 9-4 per le due configurazioni strutturali considerate, e quindi con riferimento ad una probabilità di non eccedenza del 50%.

Si è inoltre reso necessario considerare sia i costi di riparazione delle componenti strutturali e non strutturali, sia quelli associati alle diverse attività preliminari e supplementari che ne derivano: costi tecnici e oneri di cantiere, sicurezza, sistemi elettrici e idraulici, costi per il ripristino di pavimenti ed eventuali rivestimenti murari.

È immediato osservare in Figura 9-5 che il danno agli elementi strutturali risulta trascurabile se l'edificio è soggetto ad un evento sismico "frequente". In particolare, la struttura nuda manifesta una percentuale di costi legati al danno strutturale con andamento quasi costante a partire da un evento con periodo di ritorno pari a 72 anni. D'altra parte, l'effetto irrigidente delle tamponature riduce lo spostamento di interpiano, ovvero il parametro di domanda che descrive il danno degli elementi strutturali, manifestando un danno nullo nei primi due livelli di intensità.

I costi legati a sicurezza e oneri di cantiere, come anche quelli derivanti dal ripristino degli impianti o componenti non strutturali poco significative (pavimentazioni, rivestimenti etc.), manifestano un'influenza sul costo di riparazione piuttosto stabile per bassi livelli di intensità. Al contrario, per sismi rari i costi tecnici e legati alla sicurezza raggiungono anche il 25% del totale, poiché le operazioni di ripristino diventano sempre più complicate e pericolose.

È evidente che il contributo maggiore in termini di conseguenze economiche è quello offerto dalle tamponature e dalle partizioni interne, soprattutto per eventi sismici di intensità non elevata dove, in entrambe le configurazioni strutturali, essi oscillano tra un valore minimo del 50% e un massimo di 80% circa rispettivamente nel caso di terremoti "rari" o "frequenti".

In corrispondenza degli ultimi tre livelli di intensità nel caso *bare frame* e degli ultimi due livelli nel caso *infilled frame*, si è ritenuto opportuno non effettuare una disaggregazione dei costi a causa del superamento della soglia di massima perdita.





Figura 9-5 Disaggregazione dei costi legati alle attività di riparazione degli elementi strutturali e non strutturali; le percentuali sono riferite ai costi totali di riparazione riportati in Figura 9-4 per ogni intervallo di intensità

In generale si può dire che gli elementi strutturali danno un contributo più significativo per periodi di ritorno maggiori dell'evento sismico, ma sono praticamente trascurabili per eventi di bassa intensità. Viceversa, per quanto riguarda le tamponature.

I dati stimati sono in accordo con quelli registrati a seguito del recente terremoto del 6 aprile 2009 che ha interessato gran parte della provincia de L'Aquila, evidenziando il comportamento negativo delle tamponature e dei tramezzi che ha condotto a rilevanti danni economici negli edifici in cemento armato, oltre ad aver compromesso la salvaguardia della vita degli abitanti.

Un'altra misura di perdita comunemente utilizzata da compagnie assicurative e istituti finanziari è il SUP (*Scenario Upper Loss*), che richiede la definizione di un limite superiore di perdita riferito al 90% di probabilità di non eccedenza. Altri ancora fanno riferimento anche ad un limite inferiore del 10%, in modo da stimare la perdita che abbia 1'80% di probabilità di essere compreso tra i due valori limite. A tal fine si mostrano i risultati legati a tali probabilità.

Come già descritto in riferimento alla Figura 9-4, anche in Figura 9-6 si osserva un andamento crescente dei costi totali di riparazione, con uno scarto tra livelli di intensità successivi sicuramente maggiore nel caso di perdite con una probabilità di non eccedenza del 10%. Per quanto riguarda le perdite con 90% di probabilità di non eccedenza si evidenzia che la struttura nuda raggiunge una condizione di massima perdita in corrispondenza di un periodo di ritorno dell'evento sismico pari a 475 anni, confermando quindi la tendenza di tale soluzione a fornire risultati conservativi in termini economici. Soffermandosi sugli effetti di un evento sismico che ha una probabilità di occorrenza del 10% nel periodo di riferimento di 50 anni ( $T_R=475$  anni), si stima che le perdite economiche attese abbiano un 80% di probabilità di essere comprese tra un limite inferiore pari a 220000€ ed un limite superiore di 500000€ (massima perdita) oppure 96000€ e 433000€ (anche in questo caso maggiore della massima soglia) rispettivamente nella configurazione *bare frame* e *infilled frame*.





Figura 9-6 Costi totali di riparazione riferiti al 10° e 90° percentile delle distribuzioni di probabilità cumulativa delle due configurazioni strutturali sottoposte a nove livelli di intensità differenti

Anche in questo caso è stata effettuata una disaggregazione dei costi totali per evidenziare l'influenza che i diversi gruppi di performance manifestano in termini di perdite economiche legate sia alle azioni di riparazione, sia alle attività complementari e supplementari di cui si è ampiamente discusso in precedenza. Le percentuali illustrate in Figura 9-7 sono state definite sulla base dei costi totali di riparazione corrispondenti ai due limiti, inferiore (10%) e superiore (90%), definiti nei diagrammi di figura 9-6.





Figura 9-7 Disaggregazione dei costi legati alle attività di riparazione degli elementi strutturali e non strutturali; le percentuali sono riferite ai costi totali di riparazione riportati in Figura 9-6, ovvero corrispondenti a due diverse probabilità di non eccedenza delle perdite (10% - limite inferiore , 90% - limite superiore)

Si può osservare che il contributo degli elementi strutturali è trascurabile rispetto alle perdite con il 10% di probabilità di non eccedenza, se non per periodi di ritorno dell'evento sismico molto elevati. Si è inoltre ritenuto inopportuno effettuare una disaggregazione dei costi laddove si è verificato il superamento della massima soglia di perdita.

In generale, analizzando i dettagli dei costi estrapolati dai diagrammi sviluppati in questa sezione, si può dire che le tamponature hanno un'influenza incisiva sulle perdite

economiche, considerando che ad esse si legano anche i danni degli impianti, oltre che una buona parte dei costi per rifiniture e oneri generali.

Gli elementi strutturali hanno quindi un'influenza bassissima dal punto di vista economico ed è ovvio che sono fondamentali per la salvaguardia della vita, ma non meno importanti sono i costi legati a tamponature e tramezzature cui bisogna porre particolare attenzione in fase di progetto e verifica.

#### 9.3.2 Valutazioni "time-based"

Fino ad ora sono stati illustrati i risultati relativi a delle valutazioni basate su ogni singolo intervallo di intensità, ma queste vengono assemblate e combinate con la *curva di hazard* del sito (Sezione 5.3) per ottenere una valutazione *time-based*; in questo modo, le perdite vengono espresse in funzione del periodo di ritorno relativo a ciascun evento sismico considerato.

L'obiettivo finale è quello di esprimere il rischio dell'edificio attraverso l'indice *EAL* (*Expected Annual Losses*), che definisce le perdite che ogni anno potrebbero ipoteticamente verificarsi in relazione all'esposizione sismica dell'edificio e alla sua vulnerabilità. A tal fine, partendo dalle curve di probabilità cumulativa di non eccedenza di un dato costo di riparazione (Figura 9-3), sono state innanzitutto ricavate le curve di probabilità cumulativa di eccedenza (complemento a uno).



Figura 9-8 Distribuzioni di probabilità cumulativa eccedenza per le due configurazioni strutturali bare frame e infilled frame

La probabilità di eccedenza così determinata viene combinata con la frequenza annua di occorrenza  $\lambda$  selezionata sulla *curva di hazard* per ciascun intervallo di intensità.

Sommando quindi tutti i contributi si ottiene la *curva di perdita* dell'edificio, espressa dalla seguente relazione:

$$P(TRC > El) = \int_{\lambda} P(TRC > El \mid IM = im) \, d\lambda$$

Equazione 9-3

Essa definisce le perdite economiche attese in funzione della probabilità annua di superamento di ciascun costo.

Tale curva viene illustrata in Figura 9-7 e l'area da essa sottesa rappresenta l'*Expected Annual Loss* (EAL), definito in termini analitici dalla seguente relazione:

$$EAL = \int_0^\infty P(TRC > El) \, dTRC$$

Equazione 9-4

Essa rappresenta una stima della perdita economica media che si dovrebbe ipoteticamente sostenere ogni anno. Il grafico mostra inoltre una suddivisione dei contributi forniti da ciascun livello di intensità sismica.



Figura 9-9 Curve di perdita per le due configurazioni strutturali bare frame e infilled frame

I valori ottenuti corrispondono allo 0.8% e 0.45% del costo totale di sostituzione dell'edificio rispettivamente nella configurazione *bare frame* e *infilled frame*. Il costo medio annuo di riparazione oscilla quindi tra un minimo di 5 €/mq ad un massimo di 9€/mq.

Il fine ultimo di una valutazione economica temporale attraverso l'indice EAL è quello di fornire sia uno strumento utile per le compagnie assicurative che stabiliscono il premio delle polizze sulla casa contro le catastrofi naturali, sia un mezzo di confronto in termini finanziari tra differenti strategie di intervento atte migliorare il comportamento sismico dell'edificio. In quest'ultimo caso viene condotta un'analisi costi-benefici per valutare la convenienza dell'investimento, eseguendo cioè un confronto tra il valore attuale netto delle previsioni dei costi annuali evitati a seguito di un intervento e il valore economico dell'intervento stesso. Il valore attuale netto *NPV (Net Present Value)* di una serie attesa di flussi viene espresso analiticamente dalla seguente relazione:

$$NPV = A \left\{ \frac{1 - \frac{1}{(1+i)^t}}{i} \right\}$$

Equazione 9-5

dove A rappresenta la riduzione di spese annuali basata su un confronto tra condizione pre-intervento e post-intervento, considerando costi diretti e indiretti (per i quali è importante definire anche il "*downtime*", parametro trascurato in questo studio); t è il periodo di tempo in cui si vuole effettuare la previsione; i è il tasso di rendimento interno richiesto dagli investitori.

Tale procedura è utile sia per valutare la convenienza dell'investimento derivante dall'attuazione di un singolo intervento, sia per stabilire il più conveniente tra diversi investimenti, scegliendo quindi quello che fornisce un *VAN* maggiore.

Per le tipologie strutturali analizzate possono essere richiesti interventi volti a migliorare il comportamento sismico nei confronti della salvaguardia della vita degli occupanti; a tal proposito nella sezione 8.4. della vigente Normativa sono state messe a punto diverse categorie di intervento, attuabili a seconda delle esigenze del decisore. Esse comprendono interventi di riparazione locali (interessano i singoli elementi strutturali senza andare a compromettere il comportamento globale della struttura) e di miglioramento per incrementare le condizioni di sicurezza della struttura, o interventi di adeguamento atti a riportare la sicurezza strutturale degli edifici esistenti ai livelli del nuovo. Risulta però altrettanto importante mitigare le potenziali perdite economiche che derivano dai numerosi danni alle componenti non strutturali che si verificano anche con terremoti "frequenti", progettando quindi opere di ripristino delle zone danneggiate o degradate, opere volte a scongiurare il ribaltamento delle tamponature ancorandole agli elementi in cemento armato oppure proteggendole con sistemi a fibre e in acciaio, ma anche altro ancora. Si è notato nel corso di questo lavoro che anche quando la struttura è sottoposta a terremoti di bassa intensità diventa importante limitare gli spostamenti di interpiano, ovvero i principali parametri di domanda da cui dipendono i danni più significativi, ma è anche vero che irrigidire la struttura significa incrementare le accelerazioni spettrali. Non è quindi possibile esprimere un giudizio univoco, ma è il progettista a dover valutare caso per caso quali sono gli interventi più opportuni da attuare. Tale aspetto esula però dagli obiettivi di questo lavoro di tesi.

### CONCLUSIONI

Come oggetto di studio di questo lavoro di tesi è stata proposta la valutazione del comportamento sismico di una tipologia strutturale rappresentativa degli edifici in cemento armato costruiti negli anni '70 in assenza di norme sismiche.

Ci si è focalizzati principalmente sulla stima delle perdite economiche conseguenti ai danni provocati dal sisma, presentando un confronto tra due modelli rappresentativi di due configurazioni della struttura, *bare frame* e *infilled frame*. Questi possono essere intesi come limite superiore e inferiore di un range che comprende le possibili risposte del sistema per effetto dell'azione sismica.

Per la valutazione delle prestazioni si è seguita la metodologia FEMA P-58 avvalendosi del software PACT che, attraverso un approccio probabilistico, combina i risultati delle analisi di pericolosità sismica e simulazioni di risposta strutturale, condotte con il software agli elementi finiti SAP2000, fornendo in output misure quantitative delle performance dell'edificio.

La procedura seguita si articola principalmente in quattro fasi: analisi di pericolosità, analisi strutturale, analisi del danno, e analisi delle perdite.

Dopo la definizione dei modelli, è stata determinata la *curva di hazard* che rappresenta la frequenza media annua di superamento delle accelerazioni spettrali valutate in corrispondenza del periodo fondamentale di vibrazione della struttura, per nove diversi periodi di ritorno dell'azione sismica. La modellazione tridimensionale dell'edificio ha evidenziato la notevole differenza tra le due configurazioni strutturali in termini di periodi propri, a causa dell'effetto irrigidente dei pannelli murari in entrambe le direzioni.

Le curve di fragilità al collasso, ottenute a partire da una connessione diretta tra le curve di Pushover e i risultati di analisi dinamiche incrementali (SPO2IDA), hanno mostrato per la soluzione *infilled frame* un'intensità media al collasso maggiore rispetto al corrispondente *bare frame*. Le curve di Pushover hanno infatti evidenziato come la presenza dei pannelli murari modifica notevolmente il comportamento della struttura in termini di risposta alle azioni laterali, mostrando un incremento in termini di resistenza e rigidezza nella fase iniziale rispetto alla struttura nuda. La crisi del tamponamento può essere definita fragile, quindi l'azione sismica da essa assorbita fino al momento della rottura si scarica sulle colonne provocandone il collasso improvviso; si è quindi osservata una crisi per bassi livelli di richiesta di spostamento e un repentino decadimento della resistenza globale. Al contrario, si è notato un comportamento duttile del modello BF, che vede la progressiva formazione di cerniere plastiche nelle sezioni estreme delle colonne.

Le condizioni di riparabilità della struttura sono state valutate confrontando i *drift residui di interpiano* con la *funzione di fragilità di irreparabilità*. La soluzione BF ha ovviamente mostrato spostamenti residui maggiori evidenziando che, se da un lato la duttilità esibita dalla struttura permette di minimizzare la probabilità di collasso, dall'altro genera ampie escursioni in campo plastico e quindi spostamenti residui elevati. Questo è un buon comportamento dal punto di vista delle prestazioni strutturali, ma meno se si considerano le perdite economiche associate.

In una condizione di non collasso e riparabilità, sono stati utilizzati i vettori di domanda per determinare lo stato di danno di ogni componente vulnerabile dell'edificio con l'obiettivo di ottenere una disaggregazione dei risultati in termini di costi. In tutti i profili, i valori massimi dei *drift di interpiano* ottenuti dalle analisi dinamiche non lineari si sono concentrati tra il piano terra e il primo piano, mostrando un progressivo incremento all'aumentare dell'accelerazione di picco al suolo. Da un confronto più approfondito è emerso che il BF presenta un comportamento prevalentemente flessionale con un'evidente concentrazione del danno in corrispondenza del secondo piano, al contrario della soluzione IF caratterizzata da una concentrazione del danno in corrispondenza del piano terra.

In generale, dai risultati ottenuti si è dedotto che le tamponature, pur svolgendo un ruolo statico generalmente modesto in condizioni ordinarie, assumono una rilevanza sostanziale nei confronti del comportamento laterale globale dell'edificio soggetto ad azioni orizzontali. La loro presenza, oltre a determinare un incremento della resistenza, consente un minor danneggiamento poiché vi è una riduzione dell'ampiezza di oscillazione.

I vettori di domanda hanno costituito l'input del terzo step, l'analisi del danno, resa possibile dalla definizione delle *funzioni di fragilità* cui sono state associate le *consequence functions* per la stima delle perdite economiche.

Dalle valutazioni *intensity based* è emerso che i costi di riparazione hanno un andamento crescente per eventi sismici sempre più rari, e risultano molto più elevati per la struttura nuda.

Gli elementi strutturali danno un contributo più significativo per periodi di ritorno maggiori dell'evento sismico, ma sono praticamente trascurabili per eventi di bassa intensità.

I costi legati a sicurezza e oneri di cantiere manifestano un'influenza sul costo di riparazione che sfiora il 25% per eventi sismici rari, a causa delle difficoltà legate alle operazioni di ripristino. I costi derivanti dal ripristino degli impianti o componenti quali pavimentazioni, rivestimenti e *partition-like*, restano in linea generale trascurabili.

È risultato evidente che il contributo maggiore in termini di conseguenze economiche è quello offerto dalle tamponature e dalle partizioni interne, soprattutto per eventi sismici di intensità non elevata; in entrambe le configurazioni strutturali la loro influenza sul costo totale oscilla tra un valore minimo del 50% e un massimo di 80% circa rispettivamente nel caso di terremoti "rari" o "frequenti", confermando così la necessità di intervenire sulla mitigazione del rischio sismico degli edifici non solo dal punto di vista della salvaguardia della vita, ma anche delle prestazioni di tamponature e partizioni interne. Le tamponature quindi, oltre ad assumere un ruolo di rilievo nella comprensione del comportamento globale della struttura soggetta ad azioni orizzontali, rappresentano una delle maggiori problematiche dal punto di vista delle perdite economiche.

Considerando il 50° percentile, in corrispondenza di un evento con periodo di ritorno 475 anni si è registrata una perdita economica totale compresa tra  $342.000 \in 182.000 \in$ rispettivamente per la soluzione *bare frame* e *infilled frame*. Sempre in riferimento allo stesso evento sismico si è dedotto che le perdite economiche attese hanno un 80% di probabilità di essere comprese tra un limite inferiore pari a  $220.000 \in$  ed un limite superiore di 500.000 $\in$  (massima perdita) oppure 96.000 $\in$  e 433.000 $\in$  (maggiore della massima soglia) rispettivamente nella configurazione *bare frame* e *infilled frame*.

I risultati delle valutazioni *intensity based* sono stati combinati con la *curva di hazard* del sito ottenendo una valutazione *time-based* che ha evidenziato una perdita annua attesa pari allo 0.8% e 0.45% del costo totale di sostituzione dell'edificio rispettivamente nella configurazione *bare frame* e *infilled frame*. Questo sta ad indicare che ogni anno si dovrebbe ipoteticamente pagare una cifra compresa tra un minimo di 5  $\in$ /mq e un massimo di 9 $\in$ /mq.

Da un'analisi del lavoro svolto si evidenzia la possibilità di effettuare ulteriori ricerche, quali ad esempio la valutazione delle perdite indirette soprattutto per immobili a destinazione produttiva, in cui diventa fondamentale la perdita di profitto legata al *downtime*.

Inoltre, per le tipologie strutturali analizzate possono essere progettati interventi volti a migliorarne il comportamento sismico, servendosi dei valori ottenuti nel presente lavoro

per valutare la convenienza dell'investimento oppure tra diversi investimenti, attuando un'analisi costi-benefici. Tale aspetto è stato trattato dal punto di vista teorico nell'ultimo paragrafo del Capitolo 9.

Un altro aspetto che richiederebbe ulteriori approfondimenti di ricerca è lo studio delle curve di fragilità per le componenti strutturali e non strutturali tipiche del nostro patrimonio abitativo, attraverso prove di laboratorio che al momento sono difficilmente reperibili, in modo da fornire un database che consenta di implementare tali funzioni nel software PACT.

# **BIBLIOGRAFIA**

Amendola, A., Ermoliev, Y., Tatiana, Y., "Earthquake Risk Management: A Case Study for an Italian Region", *International Institute for Applied Systems Analysis, A-2361* Laxenburg, Austria.

ANIA (Associazione Nazionale fra le Imprese Assicuratrici), "Anticipazioni sullo studio quantitativo dei danni catastrofali al patrimonio abitativo e possibili schemi assicurativi" *Convegno CINEAS "Calamità naturali: assistenzialismo o prevenzione?"*, Milano, 12 novembre 2010.

ANIA, Giuseppe Gionta, "La gestione del rischio catastrofale e stima dei danni al patrimonio abitativo italiano", *Eventi catastrofali: Solvency II e la Riassicurazione*.

ANIA, "L'assicurazione italiana", [2016-2017].

ANIA, "Rischio catastrofale e coperture assicurative: le possibili soluzioni per l'Italia", *Convegno: Il rischio da calamità naturali: aspetti tecnici, giuridici ed assicurativi. Focus sui sistemi di protezione civile locale e sulla gestione dei soccorsi*, Novara, 8 maggio 2017.

Aslani, H., Miranda, E., [2005] "Probabilistic Earthquake Loss Estimation and Loss Disaggregation in Buildings" *Blume Earthquake Engineering Center Report* No. 157, Stanford, CA.

Asprone, D., Jalayer, F., Simonelli, S., Acconcia, A., Prota, A., Manfredi, G., [2013] "Seismic insurance model for the Italian residential building stock", *Structural Safety* 44: 70–79.

ASTM E-2026, (ASTM, 2007a), "Standard Guide for Seismic Risk Assessment of Buildings"

ASTM E-2557, (ASTM, 2007b), "Standard Practice for Probable Maximum Loss (PML) Evaluations for Earthquake Due-Diligence Assessments".

Baglioni, A., Grillo, M., [2009], "Calamità naturali e assicurazione: elementi di analisi per una riforma", *Quaderni dell'Istituto di Economia e Finanza numero 89*, Università Cattolica del Sacro Cuore, Milano.

Bandini, L., Brunetta, M., "Metodi numerici nell'ingegneria sismica (SAP2000, PERFORM3D, VIS)", Udine, 26 Febbraio 2009.

BUR (Official Journal of Regione Calabria), [2018], n. 126 del 19/12/2018, Price List of Public Works in Calabria Region.

Calvi, G.M., Bolognini, D. and Penna, A. [2004], "Seismic performance of masonryinfilled R.C. frames: benefits of slight reinforcements", *Congreso National de Sismologia e Engenharia Sísmica, Guimaraes, Portugal.* 

Cardone, D., Perrone, G., [2015] "Developing fragility curves and loss functions for masonry infill walls" *Earthquakes and Structures*, 9 (1): 257-279.

Cardone, D., [2016], "Fragility curves and loss functions for RC structural components with smooth rebars" *Earthquakes and Structures*, 10 (5): 1181-1212.

Cavaleri, L., Papia, M., Macaluso, G., Di Trapani, F., Colajanni, P., [2014], "Definition of diagonal Poisson's ratio and elastic modulus for infill masonry walls", *Materials and tructures*, 47:239–262.

Cavaleri, L., Di Trapani, F., [2014], "Cyclic response of masonry infilled RC frames: Experimental results and simplified modeling", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 65:224–242.

Cosenza, E., Del Vecchio, C., Di Ludovico, M., Dolce, M., Moroni, C., Prota, A., Renzi, E., [2018] "The Italian guidelines for seismic risk classification of constructions: technical principles and validation", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16:5905–5935.

Coviello, A., [2013], "Calamità naturali e coperture assicurative. Il risk management nel governo dei rischi catastrofali", *Book*.

Decanini, L., Mollaioli, F., Mura, A., Saragoni, R. [2004] "Seismic Performance of Masonry Infilled R/C Frames," *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada.

Del Gaudio, C., De Martino, G., Di Ludovico, M., Manfredi, G., Prota, A., Ricci, P., Verderame, G. M., [2016], "Empirical fragility curves from damage data on RC buildings after the 2009 L'Aquila earthquake", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15 (4): 1425-1450.

Del Gobbo, G.M, Williams, M.S, Blakeborough A. [2018] "Seismic performance assessment of Eurocode 8-compliant concentric braced frame buildings using FEMA P-58" Engineering Structures, 155: 192–208

Dolce, M., Manfredi, G., [2015], "Libro bianco sulla ricostruzione privata fuori dai centri storici nei comuni colpiti dal sisma dell'Abruzzo del 6 Aprile 2009", Doppiavoce, Napoli.

Fajfar, P., [2000], "A nonlinear analysis method for performance- based seismic design", Earthquake Spectra, 16 (3): 573-591.

FEMA P58-1, [2012], "Seismic Performance Assessment of Buildings: Volume 1 - *Methodology* (P-58-1)", Washington, DC.

FEMA P58-2, [2012], "Seismic Performance Assessment of Buildings: Volume 2 - *Implementation Guide* (P-58-2)", Washington, DC.

FEMA P58-3, [2012], "Seismic Performance Assessment of Buildings Volume 3 - *Performance Assessment Calculation Tool (PACT)* Version 2.9.65 (FEMA P-58-3.1)", Washington, DC.

Gordon Woo, [2002], "Natural catasrophe probable maximum loss (PML)", *British Actuarial Journal*, 8 (5).

Guy Carpenter, "Danni da eventi sismici e alluvionali al patrimonio abitativo italiano: studio quantitativo e possibili schemi assicurativi", 21 giugno 2011.

Hak., S., Morandi, P., Magenes, G., Sullivan, T. J., [2012], "Damage Control for Clay Masonry Infills in the Design of RC Frame Structures", *Journal of Earthquake Engineering*, 16 (1), 1-35.

Inel, M., Ozmen, H.B., [2006], "Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings", *Engineering Structures*, 28: 1494–1502.

Jiun-Wei Lai, Shanshan Wang, Matthew J. Schoettler, Stephen A. Mahin, [2015] "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Tall Buildings in California", University of California, Berkeley, *Pacific Earthquake Engineering Research Center* Report No. 2015/14.

Marin, G., Modica, M., [2017], "Socio-economic exposure to natural disasters" *Environmental Impact Assessment Review* 64: 57–66.

Masi, A., [2003], "Seismic Vulnerability Assessment of Gravity Load Designed R/C Frames" *Bulletin of Earthquake Engineering* 1: 371–395.

Mehrabi, A.B., Shing, P.B., Schuller, M.P., a Noland, J.L. [1996], "Experimental evaluation of masonry infilled RC frames", *Journal of Earthquake Engineering, ASCE*, 122(3), 228-237.
Mohammad, A.F. et al., [2016], "Seismic performance of older R/C frame structures accounting for infills-induced shear failure of columns", *Engineering Structures*, 122: 1-13.

Negro, P., Verzeletti, G., [1996], "Effect of infills on the global behavior of R/C frames: Energy considerations from pseudodynamic tests", *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 25(8): 753-773

NTC. [Decreto 17 Gennaio 2018], Norme Tecniche Per Le Costruzioni.

O'Reilly, G. J., Sullivan, T. J. [2015] "Influence of Modelling Parameters on the Fragility Assessment of pre-1970 Italian RC Structures," *Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Crete Island, Greece.

O'Reilly, G.J., Sullivan, T.J, [2018] "Probabilistic seismic assessment and retrofit considerations for Italian RC frame buildings", *Bull Earthquake Eng*, 16:1447–1485.

Polese, M., Prota, A., Manfredi, G., Dolce, M., [2011] "Spostamenti residui in edifici in c.a. danneggiati dal sisma" *Convegno ANDIS*, Bari, 2011.

Polidoro, B., [2010], "La valutazione della vulnerabilità sismica: il caso di Pettino", *Tesi di laurea in ingegneria strutturale*, Università degli studi di Napoli *Federico II*.

Ramirez, C. M., Miranda, E. [2009] "Building Specific Loss Estimation Methods & Tools for Simplified Performance Based Earthquake Engineering," *Blume Earthquake Engineering Center Report* No. 171, Stanford, CA.

SAP2000, Manuale software per l'analisi e la verifica delle strutture.

Vamvatsikos, D., Cornell, C.A. [2002a], "Direct estimation of the seismic demand and capacity of oscillators with multi-linear static pushovers through incremental dynamic analysis. *Proceedings of the 7th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 354. Boston, MA: EERI, El Cerrito, CA.

Vamvatsikos, D., Cornell, C.A. [2002b]. "Incremental dynamic analysis". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31(3): 491–514.

Vamvatsikos, D., Cornell, C.A., [2005] "Direct Estimation of the Seismic Demand and Capacity of Oscillators with Multi-Linear Static Pushovers through IDA" *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 00: 1–20.

Vona, M., Masi, A., "Resistenza sismica di telai in c.a. progettati con il R.D. 2229/39", *XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia"*, Genova 25-29 gennaio 2004.