POLITECNICO DI TORINO



## DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA STRUTTURALE, EDILE E GEOTECNICA (DISEG)

## TESI DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

## "STRATEGIE DI OTTIMIZZAZIONE APPLICATE ALLA SCELTA DEL MODELLO AD ELEMENTI FINITI DI UN EDIFICIO ESISTENTE IN MURATURA"

### **Relatori:**

**Candidato:** 

Martina Carnevale

Prof. Rosario Ceravolo Arch. Erica Lenticchia Ing. Gaetano Miraglia

Anno Accademico 2017 - 2018

## INDICE

Introduzione4							
1	Mo	Aonitoraggio Sismico 6					
	1.1 Stat		to dell'arte	6			
1.2		Le fasi del monitoraggio					
1.3		Gli assiomi del monitoraggio1					
	1.4	Me	todi di individuazione del danno	16			
	1.4.	.1	Model driven approach	16			
	1.4.	.2	Data driven approach	18			
	1.5	Mo	nitoraggio statico vs dinamico	19			
	1.6	Тіро	ologie dei sensori	21			
	1.6.	.1	Sensori tradizionali	22			
	1.6.	.2	Sensori innovativi	29			
2	Sist	emi	di controllo sismico italiani	32			
	2.1	Inte	erazione struttura-terreno e prevenzione	32			
	2.2	L'Os	sservatorio Sismico delle Strutture	34			
	2.3	La F	Rete Accelerometrica Nazionale	36			
	2.4	l tei	rremoti del Centro Italia	37			
	2.4.	.1	Gli eventi sismici nel 2016	37			
	2.5	La s	stima del danno strutturale	42			
	2.6	Risc	chio simico	45			
3	Caso studio: il municipio di Pizzoli		udio: il municipio di Pizzoli	47			
	3.1	Pos	izionamento geografico	47			
	3.2	Des	scrizione dell'edificio	48			
	3.3	Prin	ncipali dati costruttivi dell'involucro dell'edificio	50			
	3.3.	.1	Elementi verticali	50			
			2	Pag.			

		3.3	.2	Elementi orizzontali	52		
		3.3.3		Altri elementi	54		
	3.4	1	Mu	nicipio di Pizzoli, una struttura strategica	55		
4		Mo	della	azione e Analisi Dinamica	56		
	4.1	1	Mo	dellazione agli elementi finiti	56		
	4.2	2	Mo	dello geometrico dell'edificio	59		
	4.3	3	Met	todologia di analisi	68		
	4.4	1	l ris	ultati dell'identificazione	70		
	4.5	5	Ana	lisi modale	74		
		4.5.1		Modello isotropico	74		
	4		.2	Modello ortotropico	78		
		4.5	.3	Modello isotropico con l'ausilio delle molle	82		
5 N		Model Updating		83			
	5.1	1	La n	netodologia	83		
	5.2	2	Part	ticle Swarm Optimization (PSO)	85		
	5.3	3	l mo	odelli calibrati	86		
6		Cor	nclus	ioni	88		
Indice delle figure e delle tabelle91							
B	Bibliografia						

#### **INTRODUZIONE**

La presente tesi ha come obiettivo la valutazione del comportamento sismico di un edificio esistente in muratura, danneggiato dai recenti eventi sismici che hanno colpito l'Italia Centrale tra Agosto 2016 e Gennaio 2017. L'oggetto in esame è il municipio di Pizzoli (AQ), situato a pochi chilometri dall'Aquila. L'edificio, che ospita il Municipio, è stato interessato nel tempo da diversi cambiamenti di destinazione d'uso, passando dall'originale destinazione scolastica (fin dal 1920), a quella odierna di municipio. Il comune di Pizzoli è situato in zona sismica 1 ed è stato interessato da terremoti di grande intensità, come quello dell'Aquila nel 2009 e più recentemente dallo sciame sismico che ha colpito l'Italia Centrale nell'Agosto 2016, nell'Ottobre dello stesso anno, ed infine nel Gennaio 2017, a seguito del quale è stato temporaneamente chiuso per ragioni di sicurezza. Risulta perciò importante comprendere l'evoluzione della risposta strutturale dell'edificio per poter valutare l'entità dei fenomeni di danno subiti ed eventualmente predisporre degli interventi di manutenzione o di rinforzo strutturale. A tal fine in Italia è attiva (fina dal 1995) una rete di monitoraggio permanente, gestita dall'Osservatorio Sismico delle Strutture (OSS), che vede, tra i capisaldi che la compongono, l'opera in analisi. Lo Structural Health Monitoring (SHM), ovvero il monitoraggio strutturale di opere civili, non consiste soltanto nell'identificazione dei danni improvvisi o progressivi, ma anche nel monitorare le prestazioni dell'edificio nelle condizioni di esercizio o durante eventi eccezionali, per esempio nel caso di terremoti. Un sistema di monitoraggio si compone di sensori che possono misurare sia le grandezze ambientali sia la risposta strutturale alle sollecitazioni ambientali. Lo scopo non è soltanto quello di valutare la risposta sismica di un edificio, ma è anche quella di controllo delle funzionalità della struttura nelle diverse condizioni di esercizio, per poter eventualmente progettare efficaci interventi di miglioramento sismico o di rinforzo strutturale. Quindi il monitoraggio strutturale coinvolge un gran numero di applicazioni nel campo dell'ingegneria civile quali il progetto, la valutazione del danno, la manutenzione e il rinforzo di strutture esistenti, il controllo strutturale durante i terremoti, come indicano le Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale (§ 4.1.9), [1]. I progressi nel campo dei sistemi di comunicazione permettono un monitoraggio in tempo reale della 4| Pag.

struttura. I dati vengono elaborati per individuare eventuali anomalie o per valutazioni di lungo temine. Per le analisi sul rischio sismico, i sistemi di monitoraggio possono essere usati per creare un database di misure rilevate durante l'intero ciclo di vita della struttura. Risulta, quindi, di fondamentale importanza l'identificazione dei parametri modali delle strutture nelle condizioni di esercizio per mezzo di analisi modali. L'interesse nei confronti di tali parametri nasce dalla constatazione che il comportamento dinamico della struttura dipende dalle sue caratteristiche intrinseche, quali masse, rigidezze, smorzamenti e grado di vincolo; pertanto, se non si verificano modifiche interne all'edificio, come il danno strutturale, il comportamento rimane inalterato, viceversa, si noteranno delle variazioni nei parametri dinamici della struttura. L'importanza del monitoraggio strutturale è data dal fatto che, per gli edifici storici, il controllo strumentale periodico della struttura è uno strumento per la conservazione e per la riduzione degli interventi, a vantaggio della conservazione, difatti il monitoraggio continuo della struttura permette di valutare l'effettiva entità del danno consentendo di stipulare un adeguato programma di manutenzione qualora fosse necessario. Dal punto di vista operativo, per il caso in esame, sono state innanzitutto svolti dei rilievi visivi per identificare e quantificare lo stato fessurativo dell'edificio e i fenomeni di degrado presenti. Infatti, nello studio di costruzioni storiche in muratura la principale difficoltà è rappresentata dalla scarsa conoscenza delle caratteristiche meccaniche della muratura per via della eterogeneità qualitativa del materiale, delle differenti tessiture murarie e dalla grande varietà degli elementi costruttivi. In funzione dei rilievi e delle prove effettuate in situ è stato definito un livello di conoscenza utile per analizzare la struttura. A tal scopo si è proceduto a modellare il municipio per mezzo di elementi bidimensionali ai quali sono stati attribuiti dei valori numerici di parametri meccanici in funzione delle analisi in situ. Realizzato il modello geometrico della struttura in analisi si è proceduto ad una analisi modale per mezzo di un software ad elementi finiti. I valori iniziali dei parametri meccanici sono stati modificati, grazie ad una calibrazione del modello, basandosi sull'identificazione delle frequenze della struttura ottenute proprio grazie all'OSS.

## Capitolo 1

### **1** MONITORAGGIO STRUTTURALE

#### 1.1 STATO DELL'ARTE

Il processo che attua l'identificazione del danno nell'ambito dell'ingegneria civile viene definito *Structural Health Monitoring*. Il danno è un cambiamento che, introdotto nel sistema, influenza negativamente le sue attuali e future prestazioni; viene valutato per mezzo di un confronto tra due differenti stati del sistema, uno dei quali è assunto come stato iniziale non danneggiato. Le variazione che influenzano le performance strutturali sono inerenti ai cambiamenti nei materiali, nelle proprietà geometriche, nelle condizioni al contorno e nelle configurazioni di vincolo. In tutte le opere dell'edilizia il danno nasce in principio nei materiali, essendo quest'ultimi caratterizzati da difetti o imperfezioni intrinseci che crescono quando il sistema è soggetto a carichi d'esercizio, causandone la perdita di efficienza, [**2**].

L'SHM è il processo di osservazione delle strutture mediante raccolta periodica di misure che consentono l'estrazione di caratteristiche sensibili al danno e attraverso l'analisi statica di quest'ultime è possibile stabile il corrente stato di salute del sistema. I risultati delle analisi, periodicamente aggiornati, forniscono informazioni utili sulla capacità della struttura per la continuità del suo utilizzo. In particolare in presenza di fenomeni estremi quali terremoti o esplosioni, il monitoraggio consente di stabilire le prestazioni del sistema durante tali eventi e di fornire dati utili sull'integrità della struttura, [**3**].

Negli ultimi decenni in monitoraggio nell'ambito dell'ingegneria civile e dell'infrastrutture ha avuto un grande sviluppo includendo costruzioni storiche e nuove, ponti, gallerie, industrie, impianti produttivi, piattaforme offshore, strutture portuali, fondazioni e scavi. I settori guida del monitoraggio strutturale sono l'industria degli idrocarburi, le compagnie nel campo delle dighe e delle autostrade; queste sono le strutture che ricevono grande attenzione e sulle quali si concentrano gli sforzi della ricerca, [4]. La sfida principale nel campo del monitoraggio è quella

dell'estensione ad un maggiore numero di opere poiché caratterizzate dalla peculiarità dell'unicità e non è possibile individuare una soluzione comune e ripetibile in tutte le situazioni. Bisogna, quindi, favorire una politica di crescita del monitoraggio a lungo termine al fine di poter valutare lo stato di salute delle strutture civili e delle infrastrutture, [**5**].

Vengono di seguito citati i casi in cui si necessita di monitoraggio secondo gli studi avanzati da Ross & Mattherws [6] e da Mita [7]:

- I. Modifiche a strutture esistenti;
- II. Strutture soggette a lavori;
- III. Strutture in fase di demolizione;
- IV. Opere soggette a spostamenti a lungo termine o costituite da materiali in via di degrado;
- V. Sviluppare schemi per migliori progetti futuri sulla base dell'esperienza;
- VI. Assestamenti dovuti a fenomeni di fatica;
- VII. Nuovi sistemi di costruzione;
- VIII. Assestamenti post sisma per il controllo dell'integrità strutturale;
- IX. Propensione per un progetto basato sulle prestazioni.

La necessità di monitorare le opere civili è motivata dal bisogno di comprendere le loro prestazioni durante fenomeni distruttivi come i terremoti o le tempeste; infatti fin dagli anni Ottanta sono stati eseguiti dei test per comprendere la risposta dinamica delle strutture ad opera di *Ambient Vibration Test*, **[8]**. La conoscenza della risposta dinamica delle strutture durante gravi eventi ha portato ad implementare i sistemi di monitoraggio permanente. Inoltre, molte attività di monitoraggio sui fabbricati o sulle torri sono state realizzate per la comprensione dei carichi, come quelli da vento, e della risposta meccanica, come la *Bank of Commerce* a Toronto, **[9]**, o il *Hume Point* in Inghilterra, **[10]**. Recentemente anche i grattacieli di Dubai sono stati equipaggiati con sistemi di monitoraggio e di moderne tecnologie come l'uso dei TMD (Tuned Mass Dumper). Tale filosofia rientra nell'idea di creare delle *smart structures* **[11]** capaci di minimizzare l'intervento umano, *self-heading systems*, **[12]**. Importanti motivazioni per l'applicazione del monitoraggio agli edifici si sono sviluppate a seguito di recenti eventi sismici, come quello di Kobe in 7| P a g. Giappone del 1995 e di Northridge in California del 1994, in cui le tempestive informazioni sullo stato delle strutture sarebbero state di inestimabile valore per la valutazione della sicurezza e della necessità di interventi, [**13**]. A seguito di tali eventi sono nate diverse organizzazioni che forniscono dati accurati in caso di terremoti e supportano i cittadini durante la gestione dell'emergenza, come la Rete Accelerometrica Nazionale (RAN) in Italia o l'Advanced National Seismic System (ANSS) o il Federal Emergency Management Agency (FEMA) negli Stati Uniti; inoltre, si è assistito allo sviluppo di un approccio integrato dell'SHM che ha coinvolto l'uso di sensori automatici, sistemi incorporati, comunicazione e gestione dei dati, [**14**]. In Italia è attivo l'Osservatorio Sismico delle Strutture (OSS) che è la rete nazionale di monitoraggio permanente della risposta sismica degli edifici, progettata, costruita e gestita dal Dipartimento della Protezione Civile (DPC), con finalità sia conoscitive che di controllo.

In merito agli aspetti legislativi connessi all'applicazione di sistemi si SHM sulle costruzioni dell'ingegneria civile, nonostante la crescita dell'interesse in Europa su questo argomento, è presente solo un breve accenno nell'Eurocodice 8 (Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture), Appendice B, a carattere informativo: "Per la valutazione delle strutture, oltre a raccogliere informazioni generali storiche e i dati durante l'ispezione, possono essere condotte prove sperimentali e misure in situ studiando l'evoluzione nel tempo delle dimensioni, degli allineamenti, delle eccentricità, dell'apertura delle fessure o dei distacchi e delle deformazioni, specialmente per effetto di scosse di assestamento (con l'eventuale installazione di apparecchiature di monitoraggio)". Si ricorda, inoltre, la norma ISO 16587 Mechanical vibration and shock - Performance parameters for condition monitoring of structures del 2004 che introduce la tematica del monitoraggio, ma affronta il tema in modo superficiale. Sulla base dell'esperienza acquisita, stanno però cominciando ad essere approntati le linee guida e i codici di condotta (pratica ISIS [15]).

Inoltre, diverse nazioni e gruppi internazionali, con grandi interessi scientifici sull'SHM, hanno creato delle reti di ricerca come SAMCO (Structural Assessment, Monitoring and Control) e ISIS (Intelligent Sensing for Innovative Structures) e ISHMII (International Society for Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure). L'obiettivo di quest'ultima è quello di accrescere la connettività e lo scambio di informazioni tra le istituzioni partecipanti e i singoli membri al fine di aumentare la consapevolezza nell'uso degli strumenti dell'SHM da parte degli utenti finali. In alcuni casi si sono create collaborazioni tra industrie e organizzazioni governative come SIMONET (Structural Integrity Monitoring Network), gestita dalla University College di Londra e Cranfield University, creata al fine di facilitare la comunicazione tra le compagnie, la ricerca e tutti gli interessi nel campo del monitoraggio strutturale e dei test non distruttivi.

#### **1.2** LE FASI DEL MONITORAGGIO

Il processo di monitoraggio può essere suddiviso in quattro fasi [16]:

- 1. Valutazione operativa;
- 2. Acquisizione dei dati, normalizzazione e pulitura;
- 3. Estrazione delle caratteristiche;
- 4. Sviluppo dei modelli statistici.

La prima fase ha lo scopo di porre dei limiti sull'oggetto e sulle tecniche di monitoraggio. Tale valutazione caratterizza il processo di identificazione del danno in funzione delle peculiarità del sistema di monitoraggio, cercando di acquisire conoscenze sulle caratteristiche del danno che dovrà essere rilevato.

L'acquisizione del danno, invece, coinvolge la porzione operativa del monitoraggio strutturale che dovrà occuparsi della selezione del metodo di eccitazione, della tipologia, quantità e posizione dei sensori da installare e dell'acquisizione dei dati in memoria hardware. Un aspetto significativo è rappresentato dall'intervallo del tempo di acquisizione dati in quanto influenza la quantità di memoria necessaria. Essendo, inoltre, i dati raccolti sotto diverse condizioni è necessario effettuare una loro normalizzazione al fine di identificare univocamente il danno. Per normalizzazione si intende il processo di separazione delle modifiche, introdotte nei dati raccolti dai sensori, causate dal danno da quelle causate da variazioni ambientali ed operative. Una delle più comuni procedure è normalizzare la risposta misurata sulla base di input conosciuti. Quando le condizioni ambientali e operative rappresentano un problema, sorge la necessità di normalizzare i dati in fasce temporali soggette agli stessi cicli operativi e a simili condizioni ambientali così da poter permettere un confronto delle misurazioni effettuate. Va osservato che non tutte le fonti di variabilità possono essere eliminate perciò non tutti i dati possono essere normalizzati. Anche quando non è possibile una normalizzazione dei dati va comunque effettuato uno studio statistico su come le condizioni operative ed ambientali influiscono sulle risposte della strumentazione del monitoraggio. Infine si ha la pulitura che è un processo di scelta selettiva dei dati da passare al processo di estrazione delle caratteristiche della struttura.

La terza fase è quella di maggiore interesse in quanto consente l'identificazione delle caratteristiche permettendo la distinzione tra strutture danneggiate e strutture non danneggiate. Uno dei metodi più comuni di estrazione delle caratteristiche è basato sulla correlazione di quantità misurate dal sistema, come l'ampiezza delle vibrazioni o la frequenza, con una prima osservazione dello stato di degrado. Un altro metodo di estrazione è quello di applicare dei difetti di ingegneria, simili a quelli che ci si aspetta nella struttura in condizioni operative, a sistemi fittizi e sviluppare un'iniziale comprensione dei parametri sensibili al danno previsto. Il sistema difettoso può essere usato al fine di verificare che le misurazioni diagnostiche siano sufficientemente sensibili nella distinzione tra sistema danneggiato e sistema privo di danno. L'uso di strumenti analitici sperimentalmente convalidati, come i modelli ad elementi finiti, rappresenta un grande vantaggio in questo ambito, in quanto vengono utilizzati per eseguire simulazioni numeriche per mezzo dell'introduzione del danno. I test sull'accumulo di danno, duranti i quali significativi elementi strutturali sono sottoposti a degrado sotto condizioni reali di carico, possono essere anche utilizzati per identificare specifiche caratteristiche. La comprensione delle appropriate caratteristiche può essere acquisita da diversi tipi di studi sia analitici che sperimentali e usualmente i risultati sono combinati per ottenere informazioni ancor più attendibili.

Terminata la fase di identificazione si procede con lo sviluppo dei modelli statistici che prevedono l'implementazione di algoritmi che, operando nell'estrazione delle caratteristiche, consentono di quantificare lo stato di danneggiamento della struttura. Quando i dati sono presenti sia per la struttura danneggiate che per la stessa non danneggiata, gli algoritmi vengono definiti *supervised learning*, mentre gli *unsupervised learning* sono algoritmi applicati ai dati delle sole strutture in condizioni sane. Lo stato di danno di un sistema può essere descritto in cinque passi attraverso la risposta a cinque quesiti, così come proposto da Rytter [**17**]:

- I. Esistenza: è presente il danno nella struttura?
- II. Localizzazione: dove si trova il danno nella struttura?
- III. Tipologia: di quale tipologia di danno si tratta?
- IV. Estensione: quanto severo è il danno presente nella struttura?

#### V. Prognosi: quanta vita utile rimane alla struttura?

La risposta a queste domande nell'ordine proposto rappresenta un incremento della conoscenza dello stato di danno. Quando si applicano algoritmi *unsupervised learning*, i modelli statistici rispondono alle domande riguardanti l'esistenza e la localizzazione del danno. Una risposta sul tipo, estensione e sulla prognosi che il danno comporta viene data dall'utilizzo di algoritmi *supervised learning* accoppiati all'uso di modelli analitici.

La realizzazione di queste fasi avviene per mezzo di diverse funzioni, come viene di seguito schematizzato:



Figura 1.1: Rappresentazione delle fasi e dello schema funzionale del processo del monitoraggio [18]

Strumentazione: riguarda la selezione dei trasduttori da utilizzare e il loro posizionamento in funzione delle quantità di misura. Il numero dei sensori è funzione della complessità della struttura e delle caratteristiche da rilevare, mentre la tipologia dipende dallo scopo del monitoraggio. La posizione dei sensori può essere determinata usando un modello ad elementi finiti della struttura per poter anticipare gli scenari di danno utilizzando ottimizzazioni o metodi euristici.

- Eccitazione: può essere di tipo ambientale o artificiale. Nel primo caso le vibrazioni sono indotte dal vento, traffico o eventi sismici, mentre le vibrazioni artificiali sono simulate per mezzo di vibrodine o attuatori di impatto. Un'eccitazione artificiale può essere controllata e misurata, consentendo di indagare su tutta la banda di frequenze di interesse e di monitorare la struttura in condizioni straordinarie.
- Acquisizione dei dati: i sensori convertono la quantità misurata in un segnale elettrico analogico. L'obiettivo del sistema di acquisizione è quello di raccogliere le serie temporali di dati in un computer per una futura analisi. Se le caratteristiche dipendono da più di un sensore, allora tali sensori devono essere campionati simultaneamente.
- Elaborazione del segnale: viene usata per estrarre direttamente o per operare una fase di pre-processing dei dati per l'estrazione delle caratteristiche. Tipicamente l'elaborazione del segnale estrae alcune informazioni utili dalle serie temporali usando le proprietà stocastiche oppure basandosi su alcune assunzioni.
- Identificazione dei sensori difettosi: è importante individuare possibili sensori difettosi per mantenere l'affidabilità del sistema.
- Estrazione delle caratteristiche: avviene dalle misurazioni delle serie temporali e viene classificata in metodi parametrici e non parametrici. Altri metodi di classificazione sono input/output oppure output-only, dipende dalla misurabilità dell'eccitazione. In molte applicazioni dell'ingegneria civile, l'unica identificazione possibile è quella output-only.
- <u>Elaborazioni delle caratteristiche</u>: al fine di evitare che nell'identificazione del danno domino le proprietà con elevati valori assoluti, tutte le caratteristiche devo essere standardizzate in modo da avere una media tendente allo zero e una varianza unitaria.
- <u>Rilevamento del danno</u>: avviene per mezzo di metodi statistici poiché tutte le caratteristiche variano in base alle misurazioni effettuate e pertanto bisogna basarsi solo su cambiamenti significativi. La tecnica primaria nel processo statistico di controllo è la costruzione del grafico di controllo in cui vengono tracciate le caratteristiche qualitative come funzioni del numero

dei campionamenti. In tali grafici si stabiliscono dei limiti inferiori e superiori che sono determinati dai campionamenti nei quali il processo viene ritenuto sotto controllo. Quando sono presenti fonti di variabilità insolite, i campioni statistici vengono riportati fuori dai limiti di controllo, producendo così un segnale di allarme.

<u>Allarmi e resoconti</u>: il sistema di monitoraggio deve essere in grado di inviare segnali di allarme non appena viene stabilità la possibilità dell'insorgere del danneggiamento permettendo così l'intervento di addetti specializzati.

#### **1.3 GLI ASSIOMI DEL MONITORAGGIO**

A seguito dei numerosi studi effettuati nell'ambito del monitoraggio strutturale, sono stati formulati diversi assiomi da applicare nell'ambito del SHM. A differenza di quanto avviene nel campo della matematica, in cui gli assiomi possono essere sufficienti a formulare una teoria, nella pratica del monitoraggio tali assiomi non sono utili a fornire una metodologia. Gli autori di tali assiomi, nonché Worden S., Farrar C. R., Manson G. e Park G., concordano nell'affermare che gli assiomi proposti potrebbero non rappresentare la totalità delle possibili verità e che mancano di algoritmi per la raccolta dei dati finalizzati ad una univoca decisione, come mostrato nell'articolo "The Fundamental Axioms of Structural Health Monitoring".

Gli assiomi del monitoraggio risultano essere [19]:

- 1. Tutti i materiali hanno difetti intrinseci;
- 2. La valutazione del danno richiede un confronto tra due stati del sistema;
- L'identificazione dell'esistenza e della localizzazione del danno può essere eseguita con una modalità unsupervised learning, mentre l'identificazione della tipologia e della gravità del danno può essere effettuata solo attraverso modalità supervised learning;
- A. I sensori non misurano il danno: l'estrazione di proprietà attraverso l'elaborazione del segnale e le classificazioni statistiche sono necessari per convertire i dati dei sensori in informazioni sul danno;
- B. È necessaria un'estrazione intelligente delle caratteristiche, in modo tale da poter analizzare quelle che sono influenzate dal danno e non da cambiamenti ambientali od operativi;
- Le scale di lunghezza e di tempo associate all'inizio ed all'evoluzione del danno, indicano quali devono essere le caratteristiche che deve avvertire il sistema di monitoraggio;
- Esiste un rapporto tra la sensibilità al danno di un algoritmo e la sua capacità di eliminare i disturbi;
- La dimensione del danno, che può essere individuata dai cambiamenti nella dinamica del sistema, è inversamente proporzionale al range delle frequenze di eccitazione.

#### **1.4** METODI DI INDIVIDUAZIONE DEL DANNO

La presenza del danno può essere identificata attraverso due approcci, come evidenziano gli studi di Worden [20]: *Model Driven Approach* e *Data Driven Approach*. Nel primo metodo l'identificazione del danno viene considerata come un problema inverso: si crea un modello ad alta fedeltà della struttura supponendola priva di danno e i cambiamenti raccolti nei dati vengono relazionati con le modifiche nei parametri fisici della struttura, per mezzo di algoritmi basati sull'algebra lineare o sulle teorie di ottimizzazione. Il secondo metodo, invece, associa l'identificazione del danno ad un problema di riconoscimento del modello. I dati misurati dal sistema di interesse sono assegnati ad una classe di danno tramite un algoritmo di riconoscimento che possono essere *unsupervised learning* oppure *supervised learning*.

#### **1.4.1 MODEL DRIVEN APPROACH**

Basato su modelli matematici e non su raccolte di dati disponibili, tale metodo consente di affrontare situazioni nuove ed impreviste grazie alla capacità di integrare e replicare un'ampia gamma di comportamenti, anche se non osservati precedentemente nei sistemi reali. Quando lo stato di un sistema si discosta dal comportamento operativo previsto, si può continuare a lavorare con l'aggiornamento dei parametri fisici che descrivono la nuova situazione. Grazie a tale capacità questo metodo non utilizza le informazioni storiche che, invece, sono richieste dal data driven approach.

Viene di seguito schematizzata la procedura operativa del metodo in esame:



Figura 1.2: Fasi del model driven approach [20]

La fase di *System identification* ha lo scopo di estrarre informazioni sul modello del sistema: l'identificazione è il nucleo di ogni processo di caratterizzazione dinamica. Nella fase di *Post-processing* i parametri individuati sono espressi nella forma più conveniente (ad esempio quantità modale o FRP, invece di matrici state-space) e i dati ottenuti, dalle varie successioni di identificazione, possono essere trattati su base statistica. La fase successiva consiste nella *Symptom-based decision* dove i parametri variati o anomali vengono associati al danno e l'affidabilità può essere definita come una funzione delle quantità identificate che riflette il danno, riferito ad un sintomo. Nel processo di *Model updating* un modello numerico (ad esempio FEM) viene aggiornato sulla base dei parametri identificati in modo diretto (correzione del singolo passaggio) o indiretto (minimizzazione ricorsiva di una funzione di penalità). Infine nell'ultima fase, *Model-based decision*, avviene la classica analisi di affidabilità.

#### **1.4.2 DATA DRIVEN APPROACH**

L'identificazione del danno in questo approccio avviene trattando il problema come l'identificazione di un modello di riferimento della struttura. Vengono, infatti, implementati algoritmi di identificazione del modello al fine di attribuire una classe di danno ai dati raccolti dal sistema. Tali algoritmi si basano su valutazioni comparative tra lo stato dei sistemi sotto controllo e quello di altri eventi conosciuti. Il danno viene identificato quando il comportamento della struttura monitorata si discosta da quello del sistema di riferimento attraverso l'elaborazione dei dati acquisiti. Prima di giungere ad una decisione, che può essere di controllo (SPC) o basato su un sistema di monitoraggio (SHM o CM), vengono richieste diverse fasi, come viene di seguito riportato:



Figura 1.3: Fasi del Data driven approach [21]

I sensori forniscono un segnale elettrico proporzionale alle variabili strutturali e ambientali di interesse; la frequenza di campionamento del segnale, inoltre, è funzione dei dati che dovranno essere misurati. Nella fase di *Pre-processing* i dati raccolti vengono sistemati per una futura rielaborazione, ovvero per l'estrazione delle caratteristiche del sistema attraverso una pulitura dei dati grezzi e una riduzione della loro dimensione. Nella fase di pulitura rientra la rimozione del rumore, dei picchi, degli outliers (ovvero un valore anomalo e distante dalle osservazioni disponibili) e il trattamento dei dati dispersi. La successiva fase è quella di *Feature extraction* in cui si individuano dei modelli dalla letteratura in funzione delle caratteristiche tipologiche, con lo scopo di esaltare le proprietà delle classi di danno ed eliminare il comportamento anomalo di fondo. Durante la fase di *Post-Processing* si conclude la preparazione del modello di riferimento, che spesso è inclusa nello step precedente, e si esegue la normalizzazione delle caratteristiche dei vettori come richiesto dal modello dell'algoritmo di riconoscimento. La fase più critica del processo è quella del *Pattern recognition* in cui dai vettori caratteristici vengono selezionati i dati per mezzo di algoritmi; quest'ultimi in funzione della diagnosi desiderata si distinguono in: *novelty detection, classification e regression.* L'ultima fase è quella della decisone in cui sulla base dei risultati della fase precedente si giunge da una conclusione che può essere presa dall'uomo o può essere automatizzata.

#### **1.5 MONITORAGGIO STATICO VS DINAMICO**

La strategia di monitoraggio che può essere adottata richiede una distinzione tra due modalità [20]: statico e dinamico. Il monitoraggio statico è volto al continuo rilevamento regolare delle lente variazioni di alcuni parametri in periodi di tempo piuttosto lunghi. Quello dinamico, invece, è orientato al controllo di proprietà dinamiche della struttura oggetto di misure, sia in condizioni operative che durante eventi straordinari. In particolare il monitoraggio dinamico ha lo scopo di fornire una caratterizzazione dinamica per mezzo di strumenti in grado di eseguire test dinamici misurando le vibrazioni caratteristiche della struttura indotte da forzanti esterne o da fenomeni naturali. Vi è anche la possibilità di installare sistemi permanenti capaci di auto attivarsi e registrare il moto della struttura ogni qualvolta si verifichi un microsisma o una significativa vibrazione superi il valore soglia. Il monitoraggio dinamico continuo richiede una grande disponibilità di memoria dati per la raccolta del sistema di acquisizione. Questo, inoltre, è stato sviluppato sia per implementare l'individuazione del danno basata su algoritmi che riguardano il cambiamento delle forme modali dei parametri del sistema strutturale, sia per controllare la risposta dinamica durante eventi eccezionali.

Inoltre, mentre il sistema statico fornisce risposte locali come gli spostamenti, le aperture delle fessure, pressione e l'esposizione chimica, il sistema di monitoraggio 19| P a g. dinamico consente di ottenere risposte globali come le accelerazioni (parametri modali), tensioni, posizione assoluta, temperatura, umidità, vento e il peso in movimento, [**22**].

Il monitoraggio in campo dinamico ante la norma NTC08 prevedeva:

- Prove con eccitazione forzata artificiale: veniva indotta con l'applicazione di carichi specifici nella fase sperimentale ad entità e andamento controllabile.
  In funzione delle attrezzature l'andamento del carico poteva essere sinusoidale, random stazionario, random non stazionario e transiente.
- Prove con eccitazione impulsiva per l'analisi delle oscillazioni libere: veniva prodotta sulla struttura da azioni transitorie, caratterizzate dalla combinazione di sinusoidi smorzate, funzioni delle caratteristiche modali dell'opera. Le oscillazioni libere possono essere indotte dal transito dei veicoli con l'analisi della fase immediatamente successiva al transito oppure prodotte artificialmente nella fase sperimentale, come la tecnica del tiro e rilascio rapido.

I risultati delle prove eseguite venivano confrontate con quelli derivanti dalla'analisi numerica o in forma chiusa, **[23]**. I limiti dell'analisi sperimentale erano legati alla difficoltà ed elevato costo di istallazione delle attrezzature, alla corretta calibrazione delle forze di input e alla necessità di interrompere l'utilizzo dell'opera.

A seguito della redazione delle NTCO8, il monitoraggio in campo dinamico viene a basarsi sullo studio dell'esistente attraverso la ricostruzione delle strutture resistenti e la loro caratterizzazione meccanica e sullo studio dello stato di dissesto, che implicano la misura del rumore e la dinamica operazionale. In particolare per rumore sismico si intendono le vibrazioni sismiche ambientali, ovvero onde a bassa energia con ampiezza dell'ordine di 10<sup>-4</sup>/10<sup>-2</sup> mm. Il rumore sismico è anche chiamato microtremore se contiene alte frequenze, ovvero maggiori di 0.5 Hz, e microsisma per basse frequenze. In generale per microsismi si intendo le perturbazioni atmosferiche sugli oceani che si propagano come onde superficiali sui continenti, mentre i microtremori sono generati da attività antropiche come il traffico veicolare o le attività industriali e si propagano come onde superficiali alla Rayleigh.

#### **1.6 TIPOLOGIE DEI SENSORI**

Alla base della conversione della risposta del sistema in segnale elettrico vi sono i trasduttori: sono strumenti che trasformano grandezze come spostamenti, velocità, accelerazioni, tensioni, deformazioni o forme, in segnali elaborati successivamente dal sistema di acquisizione dati. I trasduttori possono essere di diverse tipologie, **[24]**:

- Analogico: il segnale in uscita è una grandezza elettrica che varia in modo continuo e richiede un convertitore A/D;
- Digitale: il segnale in uscita è composto da uno o più segnali che possono assumere solo due livelli di tensione e la conversione avviene all'interno del sensore;
- Attivo: non ha bisogno di alimentazione per essere prodotto;
- Passivo: al fine si poter funzione richiede di alimentazione elettrica.

In generali tutti i sensori devono soddisfare le caratteristiche prestazionali come: sensibilità, risoluzione, portata, linearità, isteresi, accuratezza, precisione, isolamento, basso costo e durabilità. Viene di seguito riportata una schematizzazione delle prime due tipologie di sensori:



Figura 1.4: Tipologie sensori [25]

#### **1.6.1 SENSORI TRADIZIONALI**

#### <u>PENDOLI</u>

Sono utilizzati per misurare in modo accurato le rotazioni di strutture quali dighe, ponti, viadotti e edifici con una significativa altezza. Si suddividono in due categorie: dritti e rovesci. Il principio di funzionamento per entrambe le tipologie è il medesimo ed è quello del filo di piombo: un filo, zavorrato ad una estremità funge da verticale di riferimento per effetto della gravità e la misurazione verte nel registrare gli spostamenti di uno o più punti appartenenti al piano perpendicolare alla verticale gravitazionale. Nel caso del pendolo rovescio il filo è ancorato in basso, mentre all'estremità opposta al filo è collegato un galleggiante, sito in una vasca, che lo mantiene in perfetta posizione verticale. Le principali caratteristiche tecniche di tali strumenti sono [**26**]:

	PENDOLI DRITTI	PENSOLI ROVESCI
Campo di misura [mm]	±20	Asse X/Y: ±20
Precisione di misura [mm]	0.05	0.05
Sensibilità [mm]	0.01	0.01

Tabella 1.1: Caratteristiche dei pendoli



Figura 1.5: Pendolo

#### SONDE INCLINOMETRICHE FISSE DA FORO

Progettati per il controllo delle deformazioni orizzontali di corpi franosi, strutture di sostegno e rilevati, si tratta di sensori capaci di misurare la rotazione essendo posizionati all'interno di tubi verticali cementati nel terreno. La lunghezza dei tubi è variabile in funzione del terreno interessato e del tipo di applicazione; è formato, inoltre, da quattro scanalature per permettere lo scorrimento delle rotelle retrattili della sonda. La determinazione degli spostamenti avviene mediante la valutazione della deformazione del tubo quantificabile tramite algoritmi che prevedono come dato di input la rotazione. Quest'ultima è fornita dai trasduttori di rotazione installati all'interno del tubo il cui numero può essere scelto tramite un moderno software ECLIPSE che permette di ottenere, anche con pochi punti, l'andamento della deformata del tubo. Il principio di funzionamento si basa sulla coerenza di deformazione tra il tubo e il calcestruzzo/terreno/struttura adiacente. Tale tipologia di sensori si contraddistingue per la facilità di montaggio, l'elevato dettaglio di misura, l'esecuzione di misure in automatico con possibilità di telecontrollo da postazioni remote, l'elevata affidabilità nel tempo e l'ottimo rapporto qualità/prezzo. Inoltre, si possono utilizzare diverse tipologie di sensori inclinometri: elettrolitici, capacitivi, magnetoresistivi e servoaccelerometrici. A seconda della tipologie di sensore utilizzato le caratteristiche tecniche di misura variano: ad esempio nel caso elettrolitico il campo di misura è di  $\pm 5^{\circ}/10^{\circ}/30^{\circ}$ , la risoluzione pari a 0,005° e la sensibilità di 1,3±0,3% V<sub>in</sub>/1°, [**27**].



Figura 1.6: Inclinometro fisso da foro

#### INCLINOMETRO DA PARETE

Sono dispositivi che consentono la misura della variazione di inclinazione di pareti o superfici appartenenti a strutture civili e industriali, opere di contenimento, di edifici monumentali o pareti rocciose. Grazie all'acquisizione automatica dei dati permettono il monitoraggio continuo anche per punti non facilmente raggiungibili. Questi sensori sono costituiti da un corpo in acciaio inossidabile o alluminio anticorodal contenente sensori e mensole o piastre di posizionamento e fissaggio. I segnali in uscita dai sensori sono proporzionali all'angolo tra lo strumento e la verticale, con riferimento ai piani di sensibilità dei sensori. È inoltre, possibile valutare la rotazione lungo uno o due assi (monoassiali o biassiali) nel piano ortogonale l'asse verticale. La trasmissione del segnale, sottoforma di input elettrico, avviene per mezzo di un cavo esterno. A seconda del sensore utilizzato, gli inclinometri si differenziano in: capacitivo, magnetoresistivo, elettrolitico e servoaccelerometrico. Il modello elettrolitico si compone di un sensore contente un liquido elettrolita che in funzione dell'inclinazione bagna una serie di elettrodi facendo variare la resistenza elettrica che viene convertita in un segnale di tensione. Per questa tipologia di sensore di possono definire le seguenti caratteristiche tecniche [28]: campi di misura pari a  $\pm 2^{\circ}/5^{\circ}/10^{\circ}/30^{\circ}$  e una precisione di 0.01°.



Figura 1.7: Inclinometro da parete

#### STRAIN GUAGES

Sono sensori che consentono la misurazione di deformazioni puntuali di diversi materiali sottoposti all'applicazione di carichi. Il principio di funzionamento verte sulla valutazione della variazione di resistenza elettrica della griglia del sensore applicato all'elemento sollecitato indotta dalla deformazione. La risoluzione della misura è molto elevata ed è di circa un micrometro al metro. È possibile, inoltre, individuare sia deformazioni statiche che dinamiche poiché la risposta dell'estensimetro è immediata e sono visualizzabili per mezzo di un sistema di acquisizione connesso ad un computer. A partire dalla conoscenza delle deformazioni rilevate e del modulo di elasticità è possibile determinare tensioni puntuali. Le tipologie di sensori maggiormente utilizzati sono: strain gauges a resistenza elettrica e strain gauges a corde vibranti.



Figura 1.8: Strain gauges [29]

#### TRASDUTTORI DI SPOSTAMENTO

I trasduttori di spostamento o estensimetri, denominati LVDT (linear variable differential transformer), vengono utilizzati per monitorare lo sviluppo delle fessure nel tempo. Un LVDT è un dispositivo elettromeccanico utilizzato per convertire il movimento meccanico o le vibrazioni in una corrente elettrica variabile o in segnali di tensione o elettrici e il contrario. I principi di conversione sono: magnetoelettrica, elettrostatica e elettromagnetica.



Figura 1.9: Trasduttori di posizionamento

#### <u>CELLE DI CARICO</u>

Vengono utilizzate nel monitoraggio dei tiranti, della catene, delle chiodature, delle bullonature, dei diaframmi, dei muri di contenimento, di carichi applicati all'esterno vincolati ad un elemento trave o sulla testa di un palo, [**30**]. Le tipologie di questi sensori si contraddistinguono in funzione del segnale in uscita generato (pneumatico, idraulico o elettrico) e in base alla modalità di rilevamento del peso (flessione, taglio, compressione e trazione).



Figura 1.10: Celle di carico

#### CELLE DI PRESSIONE IDRAULICHE

Sono sensori utilizzati per valutare l'andamento delle tensioni nel piano di giacitura dei maschi murari o nel terreno al variare delle condizioni di carico. La cella è costituita da due lamine di acciaio che sono unite esternamente lungo il perimetro per mezzo di una saldatura, ma internamente separata da una sottile cavità riempita di olio disaerato per garantire la massima rigidezza. Le celle di pressione idrauliche sono progettate con la finalità di valutare la pressione totale esercitata al contatto tra due differenti materiali o strutture o possono essere annegate nel calcestruzzo o nel terreno per determinare lo stato di sforzo, [**30**].



Figura 1.11: Celle di pressione idrauliche

#### <u>ACCELEROMETRI</u>

Misurano le accelerazioni indotte da vibrazioni naturali o forzanti esterne e il principio operativo verte nell'individuazione dell'inerzia della massa quando questa è soggetta ad accelerazioni. Gli accelerometri possono essere di tre tipologie: piezoelettrici, capacitativi e piezoresistivi o force-balance.

Ι. Accelerometri piezoelettrici: il materiale principe dell'accelerometro è il piezoelettrico il quale da un lato è collegato rigidamente alla base del sensore, dall'altro è in contatto con una massa vibrante. In generale gli accelerometri piezoelettrici si differenziano in base al modo in cui la forza d'inerzia della massa accelerata agisce sul cristallo e pertanto si distinguono in: compressione, flessione e taglio. Quando il sensore è soggetto ad una vibrazione la massa si oppone per inerzia e comprime il materiale piezoelettrico generando delle cariche. Tale forza di compressione per la legge di Newton è proporzionale all'accelerazione a cui è soggetto il corpo, [31]. Il vantaggio di questi sensori è che sono trasduttori attivi, ovvero non necessitano di alimentazione elettrica, sono stabili ed hanno un comportamento lineare sopra ampie frequenze e in campo dinamico. Lo svantaggio è che non sono in grado di poter misurare le accelerazioni quasi statiche: se la compressione del materiale piezoelettrico permane il segnale elettrico che si genera a seguito di tale compressione tende a dissiparsi dopo

un breve periodo non produce alcun segnale in uscita e tale fenomeno è detto leakage.





- II. Accelerometri capacitivi e piezoresistivi: l'elemento sensibile è il condensatore la cui capacità è funzione della variazione dell'accelerazione. Esso si compone di un diaframma che sotto l'azione di accelerazioni o vibrazioni si inflette; al di sopra e al di sotto di essa sono presenti delle piastre atte a formare due condensatori affiancati che hanno due armature fisse ed una in comune capace di compiere piccoli spostamenti. Il diaframma si deforma a seguito di una accelerazione facendo variare la distanza tra le due armature e di conseguenza facendo variare la capacità dei due condensatori. Il segnale in uscita è fornito da un circuito a ponte che risulta sensibile a queste variazioni di energia. Con la suddetta tipologia di sensore si è in grado di misurare anche accelerazioni uniformi, [**32**].
- III. Force balance: è uno strumento basato sul principio di bilanciamento delle forze; si applica un sistema di retro azione (feedback): una forza proporzionale allo spostamento della massa viene applicata alla massa stessa per annullare il suo moto relativo. Per mezzo di un trasduttore elettrico, il moto della massa viene convertito in segnale elettrico al fine di stabile l'ammontare della forza da applicare, ovvero quella forza necessaria a non far muovere la massa in corrispondenza dell'accelerazione del suolo. Il sensore, quindi, si compone principalmente di una massa sospesa ad una molla e di un trasduttore di spostamento che utilizza un condensatore, la cui capacità varia in funzione dello spostamento della massa. Una corrente proporzionale all'output del trasduttore costringe la massa a rimanere stazionaria rispetto all'involucro e tale principio di funzionamento è alla base

dei sensori a banda larga (0,01-100 Hz). Gli accelerometri force balance vengono distinti in due classi: a pendolo, caratterizzati da una massa girevole con uno spostamento angolare, e non-pendolo in cui la massa si sposta linearmente.



Figura 1.13: Accelerometro force balance

#### **1.6.2 Sensori innovativi**

<u>SENSORI A FIBRA OTTICA</u>: il significativo sviluppo di questi sensori negli ultimi anni nel campo del monitoraggio, è legato alla facilità di applicazione, all'immunità da interferenze magnetiche, alla capacità di individuare deformazioni piccole con elevata accuratezza per lunghi periodi di osservazione. Rispetto ai sensori tradizionali questi però presentano costi più elevati, [**33**]. Il sistema di monitoraggio tramite fibre ottiche è denominato SOFO acronimo di "Surveillance d'Ouvrages par Fibres Optiques", sviluppato dall'Istituto di Misura ed Analisi degli Sforzi (IMAC, Ecole Politecnique Fédérale di Losanna) e dell'Istituto di Meccanica dei Materiali (IMM di Lugano). Questo è un sistema di monitoraggio non incrementale basato sull'interferometria a bassa coerenza impiegato con successo nei ponti, gallerie, dighe e strutture del genio civile. Il principio di funzionamento viene schematizzato attraverso la seguente figura:



Figura 1.14: Sistema di funzionamento del SOFO

Il sensore si compone di una coppia di fibre monomodali posizionata in un tubo di piccole dimensioni e ancorata nella struttura oggetto di monitoraggio: la fibra di misura è posizionata sulla struttura ospite e ne segue le deformazioni, mentre la fibra di riferimento ha una lunghezza maggiore rispetto all'altra ed è libera all'interno del tubo. Le deformazioni della strutture vengono identificate al variare della lunghezza tra le due fibre e per ottenere una misurazione assoluta di tale differenza di lunghezza viene utilizzato un doppio interferometro di Michelson a bassa coerenza con configurazione atandem. Il primo interferometro si compone di fibre di misura e di riferimento poste nella struttura, invece il secondo è contenuto nell'apparecchio di misura portatile e può introdurre, per mezzo di uno specchio mobile, una differenza di lunghezza tra le due braccia. La precisione e stabilità ottenute con questa configurazione sono dell'ordine dei micron, [**34**].

<u>SENSORI DI DEFORMAZIONE A BASE DI CEMENTO</u>: sono formati da una pasta cementizia in cui sono immerse fibre di carbonio. Questi sensori sono in grado di percepire tensioni e deformazioni molto più precisamente rispetto ai tradizionali sensori. Nonostante le numerose ricerche sulla metodologia di fabbricazione, sui metodi di rilevamento e sulle proprietà dei materiali, questi sensori necessitano ancora di studi, [**35**].

<u>SENSORI PER LA MISURA DELLA CORROSIONE</u>: la corrosione è una delle principali cause del deterioramento strutturale e per tale motivo risulta fondamentale monitorare il danno indotto da tale fenomeno. Sensori per misurare con alta precisione e durabilità tale danno, sono stati sviluppati e verificati sperimentalmente da Qiao & Ou nel 2007, [**36**]. Diversi studi sono stati condotti per valutare il comportamento del carbonio all'interno della matrice cementizia, come materiale componente i sensori per il monitoraggio strutturale, [**37**]. In generale per valutare la corrosione si utilizza l'approccio tempo-frequenza; per la corrosione elettrochimica, inoltre, l'energia generata dalla reazione viene raccolta e utilizzata come risorsa energetica per i sensori wireless denominati self-harvesting wireless sensor.

<u>SISTEMI GPS</u>: questi sistemi innovativi hanno fornito nuove possibilità per la diretta misurazione di spostamenti nelle strutture, sostituendo le tradizioni tecniche come il filo a piombo o l'interferometria laser. Il sistema GPS differenziale si basa sulla valutazione del tempo impiegato dalle onde radio, emesse dai satelliti, per raggiungere la stazione permanente. Tale sistema consente una misurazione diretta della deviazione assoluta evitando diversi problemi che insorgo nell'utilizzo dei sistemi ottici. La principale applicazione dei sistemi GPS è nei ponti sospesi che sono caratterizzati da basse frequenze e lenti spostamenti indotti dalle vibrazioni ambientali, [**38**].

## Capitolo 2

### **2** SISTEMI DI CONTROLLO SISMICO ITALIANI

#### **2.1** INTERAZIONE STRUTTURA-TERRENO E PREVENZIONE

Il costante movimento della crosta terreste determina la nascita di stati tensionali nelle zone di contatto che, superando la resistenza degli strati rocciosi, causano un improvviso scorrimento delle superfici di contiguità con conseguente rilascio dell'energia accumulata. Quest'ultima, propagandosi nel suolo sotto forma di onde elastiche, genera movimenti di tipo ondulatorio e sussultorio. Lo scuotimento del terreno indotto da un evento sismico, che si manifesta con traslazioni orizzontali e verticali, imprime spostamenti alle strutture ad esso sovrastanti con conseguenti deformazioni che sono funzione non solo dell'accelerazione impressa dal terremoto, ma anche delle caratteristiche dell'edificio stesso. I parametri fondamentali che globalmente caratterizzano l'azione sismica sono l'accelerazione di picco al suolo (PGA), la durata e la frequenza, grandezze che, però, localmente vengono influenzate dalle caratteristiche stratigrafiche e fisico-meccaniche del terreno. Queste peculiarità, infatti, possono amplificare o ridurre localmente gli effetti del terremoto sulla struttura a causa della riflessione e della rifrazione delle onde sismiche, come diretta conseguenza della eterogeneità della crosta terrestre. Il danneggiamento indotto da un evento sismico potrebbe essere impedito se lo si riuscisse a prevenire, ma dato l'elevato numero di variabili che compartecipano all'avvenimento di un terremoto, allo stato attuale della conoscenza, non si è ancora in grado di poterlo fare. La soluzione più realistica per affrontare questo problema verte su due fronti: la previsione probabilistica, basata sullo studio di una certa area per definire la pericolosità sismica dell'area stessa, e la prevenzione.

L'Istituto nazionale di geofisica e vulcanologia (INGV), ente di ricerca nazionale, ha realizzato la mappa della pericolosità sismica che, basandosi sull'analisi dei terremoti passati, sulle informazioni geologiche e sulle conoscenze che si hanno a riguardo della propagazione delle onde sismiche, mostra la pericolosità delle varie zone del Paese. Il territorio italiano è stato classificato in quattro zone a pericolosità

decrescente: dalla prima a più alta pericolosità, in cui possono verificarsi terremoti fortissimi, alla quarta in cui l'insorgere di un evento sismico è molto raro. Considerando che circa il 60% dei comuni italiani è classificato nelle prime tre zone, la progettazione e la realizzazione di nuovi edifici deve rispettare delle precise norme antisismiche, mentre gli edifici di vecchia costruzione devono essere adeguati.

Le attività di prevenzione sono, invece, volte ad adottare provvedimenti finalizzati all'eliminazione o all'attenuazione degli effetti al suolo previsti. Gli interventi di tipo preventivo possono essere strutturali o non strutturali. I primi consistono in opere di sistemazione attiva o passiva, che mirano a ridurre la pericolosità dell'evento, abbassando la probabilità di accadimento, oppure attenuandone l'impatto. Esempi di interventi strutturali sono gli argini, le vasche di laminazione, le sistemazioni idraulico-forestali e il consolidamento dei versanti. Gli interventi non strutturali consistono, invece, in quelle azioni finalizzate alla riduzione del danno attraverso l'introduzione di vincoli che impediscano o limitino l'espansione urbanistica in aree a rischio, la pianificazione di emergenza, la realizzazione di sistemi di allertamento e di reti di monitoraggio.

#### 2.2 L'OSSERVATORIO SISMICO DELLE STRUTTURE

Alla luce degli eventi sismici che periodicamente accadono in Italia, le indagini sulla risposta sismica delle strutture assumono un ruolo sempre più importante. Il sistema di monitoraggio dinamico permanente consente di registrare in modo continuo i dati durante tali fenomeni, informazioni utili nella valutazione del danneggiamento sismico e nell'analisi del comportamento delle strutture.

Nell'ottica, quindi, di una strategia di prevenzione sismica è stato fondato in Italia l' Osservatorio Sismico delle Strutture (OSS), che rappresenta la rete nazionale di monitoraggio permanente della risposta sismica di costruzioni di proprietà pubblica, ideato, realizzato e gestito dal Dipartimento della Protezione Civile, con finalità sia conoscitive che di controllo.

L'OSS permette di valutare il danno causato da un terremoto alle strutture monitorate e a quelle ad esse assimilabili che ricadono nell'area colpita, fornendo informazioni utili alla pianificazione delle attività della Protezione Civile immediatamente dopo un terremoto. Produce, inoltre, dati utili all'aggiornamento dei codici di progettazione e delle norme tecniche per le costruzioni in zona sismica. I dati affluiscono ad un calcolatore nella sede del Dipartimento della Protezione Civile e vengono elaborati e diffusi via internet. Questo contribuisce ad aumentare le conoscenze sul comportamento delle costruzioni in caso di terremoto.

La rete dell'OSS è composta due sotto-reti:

- 1. Campione fondamentale;
- 2. Campione integrativo.

La sotto-rete del Campione fondamentale comprende 105 edifici tra scuole, ospedali e municipi più 10 ponti ed alcune dighe, sottoposti ad indagine conoscitiva approfondita e dotati di un sistema di monitoraggio dinamico completo, basato su 16/32 misure di accelerazione, [**39**].

La sotto-rete del Campione integrativo comprende 300 edifici pubblici strategici per la gestione dell'emergenza sismica, dotati di un sistema di monitoraggio semplificato, basato su 7 misure di accelerazione. Il Campione fondamentale consente di:

- valutare la sicurezza delle costruzioni;
- fornire dati sul comportamento sismico, utili agli sviluppi teorici e normativi;
- validare i risultati speditivi del Campione integrativo;
- fornire dati a supporto degli scenari sismici.

Il Campione integrativo permette:

- valutazioni di sicurezza approssimate;
- estrapolazioni dei dati del Campione fondamentale alle classi tipologiche di appartenenza;
- l'estensione del monitoraggio a tutti gli edifici strategici con il contribuito degli Enti proprietari.

I sistemi di monitoraggio delle singole strutture registrano automaticamente le oscillazioni di intensità significativa e inviano un messaggio d'allarme all'elaboratore centrale della rete OSS, che si trova nella sede del Dipartimento. L'elaboratore provvede quindi in automatico al trasferimento ed ad una prima elaborazione dei dati, con produzione di un rapporto sull'evento.

# L'edificio che verrà analizzato in questo lavoro di tesi rientra nella rete OSS e fa parte del Campione fondamentale.

L'uso rilevante dei dati forniti dall'OSS risiede nella identificazione sperimentale della dipendenza delle variazioni dei parametri modali che accorrono durante un terremoto su intenso livello simico, [40]. Tale oggetto di indagine è stato largamente investigato, come dimostrano gli studi avanzati dal Millikan Library of the Caltech campus, il quale, per mezzo di dati reperiti dal monitoraggio della sicurezza strutturale, ha mostrato come l'elongazione dei periodi naturali delle strutture siano influenzati dagli effetti stagionali e dai carichi sismici. Todorovska ha analizzato, invece, i medesimi edifici spiegando le variazioni temporanee di frequenza come effetto delle non linearità strutturale. Di grande interesse è anche lo studio condotto Boroschek e Lazcano, circa la struttura di Chilean Chamber, concentrato sull'analisi della variazione dei parametri modali a seguito di moderati e forti terremoti.

#### **2.3 LA RETE ACCELEROMETRICA NAZIONALE**

La Rete Accelerometrica Nazionale (RAN) è una rete di monitoraggio che registra la risposta del territorio italiano, in termini di accelerazioni del suolo, quando esso viene assoggettato ad un fenomeno sismico, come viene riportato nel sito della protezione civile [**41**]. I dati prodotti consentono di descrivere lo scuotimento sismico nell'area dell'epicentro, di valutare gli effetti attesi sulle costruzioni e sulle infrastrutture. Inoltre, tali dati sono utili per gli studi di sismologia e di ingegneria sismica in quanto possono contribuire a definire l'azione sismica da applicare nei calcoli strutturali per la ricostruzione. La RAN è distribuita sull'intero territorio

nazionale, con una maggiore densità nelle zone ad alta sismicità. La RAN attualmente consta di 561 postazioni digitali, permanenti e temporanee, provviste di un accelerometro, un digitalizzatore, un modem/router con un'antenna per trasmettere i dati digitalizzati tramite rete GPRS e un ricevitore GPS per associare al dato il tempo universale UTC e per misurare la latitudine longitudine della е postazione. Di tutte le stazioni totali, 201 sono inserite all'interno di cabine di trasformazione elettrica di Enel Distribuzione e 360 sono posizionate su



Figura 2.1: Rete Accelerometrica Italiana (RAN)

terreni di proprietà pubblica (dati aggiornati a luglio 2017). I dati affluiscono al server centrale della RAN nella sede del Dipartimento della Protezione Civile, dove vengono acquisiti ed elaborati in maniera automatica per ottenere una stima dei principali parametri descrittivi dell'evento sismico. Al database della RAN affluiscono in tempo quasi reale i dati provenienti da altre reti accelerometriche di proprietà pubblica, in base a intese programmatiche e a convenzioni. I parametri e le forme d'onda sono archiviati automaticamente nel database centrale e sono poi resi disponibili online
#### 2.4 I TERREMOTI DEL CENTRO ITALIA

L'Italia è uno dei Paesi a maggior rischio sismico del Mediterraneo per la frequenza di terremoti che storicamente hanno interessato il suo territorio. La sismicità della penisola italiana è legata alla sua posizione geografica in quanto è situata nella zona di convergenza tra la zolla africana e la zolla euroasiatica ed è sottoposta a forti spinte compressive che causano l'accavallamento dei blocchi rocciosi. La sismicità più elevata si concentra nella parte centro-meridionale della penisola, lungo la dorsale appenninica (Val di Magra, Mugello, Val Tiberina, Val Nerina, Aquilano,



Figura 2.2: Classificazione sismica

Fucino, Valle del Liri, Beneventano, Irpinia), in Calabria e Sicilia, ed in alcune aree settentrionali, tra le quali il Friuli, parte del Veneto e la Liguria occidentale.

#### 2.4.1 GLI EVENTI SISMICI NEL 2016

I dati raccolti dalla rete sismica nazionale dell'IGNV, attiva fin dai primi anni '80, evidenziano che nell'anno 2016 sono stati registrati il maggior numero di eventi sismici, una localizzazione di terremoti che risulta essere raddoppiata rispetto al 2014 e triplicata rispetto all'anno 2015. La causa dell'elevato numero dei terremoti nel suddetto anno è dovuto in gran parte alla

sequenza sismica dell'Italia centrale, iniziata il 24 agosto con un terremoto di magnitudo 6.0, localizzato in provincia di Rieti, e proseguita con altri eventi di magnitudo al di sopra di 5.0 e soprattutto con il terremoto di magnitudo 6.5 del 30 ottobre, il più forte mai registrato dalla rete sismica nazionale. Per comprendere l'impatto della suddetta sequenza sulla sismicità complessiva, viene di seguito riportato un grafico nel quale sono rappresentati oltre al numero totale di eventi (blu) localizzati nel territorio nazionale, anche il numero di eventi nell'area della sequenza (rosso) e il numero di eventi fuori dall'area della sequenza (verde).



#### Figura 2.3: Eventi sismici 2016

Analizzando il grafico è possibile effettuare le seguenti considerazioni: dal mese di agosto si è assistito ad un incremento del numero totale di eventi con il record nel mese novembre, di in cui sono stati registrati oltre 12.000 terremoti; l'andamento della sismicità al di fuori dell'area della sequenza si è mantenuta costante durante tutti i mesi dell'anno con un piccolo calo solo nell'ultimo periodo dovuto alla forte attività in Italia centrale; il numero di eventi registrati nell'area della sequenza prima del 24 agosto non evidenzia nessun incremento di sismicità, ma rimane costante durante i primi 7 mesi dell'anno.

L'evento sismico del 24 agosto, avvenuto tra le province di Rieti, Perugia, Ascoli Piceno, L'Aquila e Teramo, è stato registrato da circa 200 stazioni accelerometriche appartenenti in parte alla Rete Accelerometrica Nazionale (RAN) del Dipartimento della Protezione Civile e in parte alla Rete Sismica Nazionale (RSN) dell'INGV. I dati registrati dalle suddette stazioni consento di valutare lo scuotimento generato dal terremoto attraverso misure di accelerazione verticale e orizzontale del terreno. In particolare, tramite i dati registrati dalle stazioni di Amatrice (AMT), Norcia (NRC) ed Arquata del Tronto (RQT), in termini di direzione del terremoto, distanza epicentrale, PGA e PGV, è stato possibile valutare le distribuzioni spaziali dei valori di picco del terreno in termini di accelerazione e velocità, come viene di seguito riportato, [**42**]:



Figura 2.4: Mappa dell'accelerazione di picco del terreno



Figura 2.5: Mappa della velocità di picco del terreno

Le massime accelerazioni orizzontali registrate nell'area epicentrale (espresse in cm/s<sup>2</sup> nella figura 2.3) sono dell'ordine di 0.45 g (1 g = 9.81 m/s<sup>2</sup>), mentre le massime velocità(espresse in cm/s nella figura 2.4) hanno raggiunto il valore di 30 cm/s alla stazione Norcia (NRC). La distribuzione dello scuotimento mostra che valori più elevati di accelerazione e velocità sono stati registrati nell'area a NW dell'epicentro(indicato in entrambe le figure attraverso una stella).

Informazioni utili a valutare la deformazione permanente causata dal suddetto evento sismico sono state elaborate per mezzo di dati forniti dai satelliti, con tecnica radar, e dalle stazioni permeanti GPS. Le analisi preliminari basate sulle sole stazioni GPS attive al momento del terremoto mostrano che questo è stato generato da una faglia lunga oltre 18 km e inclinata di circa 50°, che si sviluppa in direzione nord-nordovest – sud-sudest e che si immerge verso ovest al di sotto dell'Appennino. Il movimento di questa faglia ha causato un'estensione della catena appenninica di circa 3-4 centimetri tra il Tirreno e l'Adriatico [43]. Tramite, invece, i dati satellitari è stata valutata la deformazione permanente del suolo per mezzo di un interferogramma, ovvero una mappa di spostamento espressa in termini di differenze di fase, tra due immagini radar pre e post evento sismico, del segnale elettromagnetico emesso dal satellite, riflesso dalla superficie terrestre e catturato dal sensore. I risultati ottenuti mostrano un abbassamento del suolo, dalla caratteristica forma a "cucchiaio", che si estende per circa 20 km in direzione NNW. Il valore massimo dello spostamento del suolo verticale è di circa 20 cm in corrispondenza dell'area di Accumoli. Si nota ,inoltre, che la zona deformata visibile sulla componente est-ovest interessa un'area più estesa rispetto a quella verticale (circa 20 x 25 km<sup>2</sup>) ed è caratterizzata dalla presenza di quattro aree alternate di spostamento, con valori massimi di deformazione di circa 16 cm verso ovest [44].

A seguire dell'evento sismico sopra citato si sono sviluppati diversi sciami che trovano la massima intensità di magnitudo con i due terremoti del 26 ottobre, di 5.4 e 5.9 M. Le scosse sono state localizzate nella zona al confine tra Marche e Umbria, a nord dell'area attivata il 24 agosto. I due epicentri sono ubicati tra le province di Macerata, Perugia e Ascoli Piceno, ma l'evento sismico è stato risentito in gran parte d'Italia, dal Veneto alla Campania.

A trasformare ulteriormente l'aspetto geomorfologico della penisola italiana è stato il terremoto del 30 ottobre con magnitudo 6.5 che ha prodotto 15 km di scarpata di faglia tra gli abitati di Arquata del Tronto e Ussita, in corrispondenza della intersezione del piano di faglia responsabile del terremoto e la superficie topografica, come viene riportato nell'artico redatto dall'INGV [**45**]. Questo spostamento è comune per i sismi con magnitudo prossima o superiore a 6 e rappresenta la prosecuzione verso la superficie della rottura e dello scorrimento avvenuto sulla faglia in profondità. Dal reperimento delle immagini satellitari e dall'applicazione della tecnica interfonometrica sono state stilate informazioni utili alla valutazione del cambiamento geofisico del territorio italiano a partire dalla redazione della seguente immagine:



Figura 2.6: Interferogramma differenziale dei dati radar satellitari

I maggiori movimenti del terreno si sono verificati nell'area racchiusa dall'ellissi, più stretta a nord e più larga a sud, estesa in lunghezza per circa 40 km e in larghezza per circa 15 km. Verso l'interno dell'ellisse l'abbassamento del terreno aumenta fino a raggiungere, in prossimità del paese di Castelluccio di Norcia, circa 70 cm sulla verticale, mentre fuori dall'ellisse, a est e a ovest, il terreno è stato sollevato di alcuni centimetri.

È possibile, inoltre, individuare l'andamento approssimativo del sistema di faglie che ha originato i vari terremoti della sequenza, rappresentato dalla linea verde. La punta dei triangoli lungo la suddetta linea indica il lato in cui i blocchi di crosta terrestre sono ribassati lungo le superfici di faglia. All'interno dell'immagine vengono anche individuate, attraverso le stelle verdi, gli epicentri dei tre eventi maggiori della sequenza (24 agosto, M 6.0; 26 ottobre, M 5.9; 30 ottobre, M 6.5).

#### **2.5** LA STIMA DEL DANNO STRUTTURALE

Per la stima del danno strutturale indotto da un evento sismico esistono diverse strategie, come viene di seguito riportato, [46]:

- Superamento del valore di accelerazione di picco di progetto: questa metodologie consiste nel confronto tra l'accelerazione di picco misurata alla base e quella utilizzata nella progettazione dell'opera stessa. In tal caso è sufficiente una terna di accelerometri monoassiali disposti nelle tre direzioni ortogonali a livello delle fondazioni. Con il vantaggio che la metodologia sia piuttosto semplice, l'interpretazione delle misure ha tuttavia delle forti criticità in quanto il valore di picco dell'accelerazione risulta poco correlato con il danno strutture se questo lo si genera a frequenze elevate. La strategia ha inoltre il difetto di non riferirsi alla reale struttura risultando maggiormente idonea per un ambito progettuale piuttosto che per quello del monitoraggio.
- Misura della time-history di accelerazione durante il sisma e analisi dinamica non lineare della struttura: la verifica del danno sismico si effettua confrontando le deformazioni e le sollecitazioni nei diversi elementi strutturali indotte dal un terremoto con la capacità resistente di progetto. Come nel caso precedente anche in questo è sufficiente una terna di accelerometri monoassiali disposti nelle tre direzioni ortogonali a livello delle fondazioni. La principale criticità del metodo è legata al principio su cui essa di fonda ovvero ai dati progettuali: i valori di resistenza e rigidezza in opera possono essere molto diversi da quelli progettuali. Infatti in tal caso si utilizza come dato di input la time history rele del terreno anziché gli accelerogrammi spettro compatibili o naturali come indicato dalla normativa.
- Confronto delle caratteristiche modali prima, durante e dopo l'evento sismico: per mezzo della registrazione della time history di accelerazioni e dell'analisi in frequenza della stessa, viene determinato il periodo dei primi modi di vibrare della struttura. Si osserva l'incremento del periodo al progredire del danneggiamento, nonché al progressivo degrado della

rigidezza. I principali limiti di questa strategia sono legati al fatto che essa dornisce informazioni sula danneggiamento ma non sulla sua localizzazione

Calcolo del drift di interpiano, ottenuto combinando linearmente gli spostamenti assoluti dei diversi piani della struttura. In letteratura sono note correlazioni tra il valore di drift e i danni subiti dalla struttura. La scelta di monitorare il drift è suffragata da studi ed esperienze condotti dall'USGS, le cui prove sperimentali hanno evidenziato che il drift di interpiano è il principale indicatore parametrico dello stato di danno in un edificio. In questi sistemi è opportuno che gli strumenti di misura siano uniformemente distribuiti all'interno della struttura. Tuttavia alcune semplificazioni, quali l'ipotesi di piano infinitamente rigido, permettono di ridurre ad una doppia terna (per tenere conto anche degli effetti del sisma in direzione verticale) di accelerometri monoassiali per piano il numero di sensori totali. Questa strategia di monitoraggio ha il vantaggio di fornire informazioni sul danno non solo riguardo la sua esistenza, ma anche sulla sua localizzazione, quando invece nel caso di monitoraggio basato sullo studio delle caratteristiche modali della struttura, la localizzazione del danno risulta particolarmente ardua ed incerta. Il metodo consiste nel valutare se durante l'evento sismico i valori del drift hanno superato i prefissati valori di soglia, che caratterizzano diversi livelli di danno.

Da quanto sopra riportato, risulta evidente che nel caso in cui si sia interessati alla localizzazione del danno e non solo ad evidenziarne la presenza, la strategia più idonea è quella di monitorare gli spostamenti assoluti e relativi di particolari punti della struttura. Sorge il problema di misurare gli spostamenti assoluti. Nel monitoraggio tradizionale (non sismico), gli spostamenti fra due punti vengono in genere determinati per mezzo di appositi trasduttori (es. i trasduttori di spostamento LVDT) che sono dotati di due parti solidali rispettivamente ai due punti. Questo approccio non è possibile per il monitoraggio sismico in quanto manca la possibilità di avere un punto fisso rispetto al quale riferire la misura. Le tecnologie che ad oggi consentono la misura assoluta degli spostamenti sono quelle basate sull'utilizzo di GPS o quelle basate sull'utilizzo di accelerometri, in cui gli spostamenti sono calcolati mediante doppia integrazione nel tempo delle 43 | P a g.

accelerazioni. La tecnologia GPS garantisce un'accuratezza delle misure di spostamento nell'ordine di 1 mm ed è possibile acquisire time history di spostamento con una frequenza di campionamento fino a 20 Hz. Con una frequenza di campionamento così limitata, vengono perse le oscillazioni della struttura a frequenze superiori a 2 Hz ed aumentano notevolmente gli errori di misura. Inoltre, il ricevitore GPS deve essere collocato sul tetto dell'edificio per essere in linea di vista con i satelliti; non è pertanto possibile il monitoraggio diffuso dell'edificio. Per questo motivo l'utilizzo del GPS è valido per strutture caratterizzate da un elevato periodo di oscillazione ed un unico modo di vibrare prevalente. In letteratura sono infatti disponibili esperienze di monitoraggio tramite GPS di edifici di grande altezza, in cui alcuni ricevitori GPS vengono posizionati alla sommità della struttura.

La tecnologia che utilizza gli accelerometri prevede l'acquisizione continua di misure di accelerazione, l'applicazione di un filtro (ovvero l'eliminazione delle componenti di frequenza superiori ad un certo valore limite, generalmente compreso tra 50 e 100 Hz), e la doppia integrazione digitale dei valori di accelerazione, volti al calcolo delle time history di spostamento. Questa tecnica è stata già applicata con successo dall'USGS negli Stati Uniti, in particolare in alcuni edifici di grande altezza a San Francisco. Il sistema è costituito da un lato server e da un lato client; il lato server, all'interno della struttura, acquisisce continuamente le accelerazioni di ciascuno dei piani strumentati tramite accelerometri monoassiali disposti in certe posizioni. Le misure vengono salvate a livello locale quando viene superato un valore di soglia, e trasmesse al lato client tramite internet. Il software client scarica le misure da internet, e calcola per ogni punto monitorato velocità e spostamenti, sulla base dei quali vengono determinati i valori di drift.

#### **2.6 RISCHIO SIMICO**

La sismicità (frequenza e forza con cui si manifestano i terremoti) è una caratteristica fisica del territorio, dei rilievi montuosi e dei corsi d'acqua. Conoscendo la frequenza e l'energia (magnitudo) associate ai terremoti che caratterizzano un territorio ed attribuendo un valore di probabilità al verificarsi di un evento sismico di una certa magnitudo, in un certo intervallo di tempo, possiamo definire la sua pericolosità sismica. Un territorio avrà 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. Le conseguenze di un terremoto, tuttavia, non sono sempre gravi: esse, infatti, dipendono molto dalle caratteristiche di resistenza delle costruzioni alle azioni di una scossa sismica. Questa caratteristica, o meglio la predisposizione di una costruzione ad essere danneggiata da una scossa sismica, si definisce vulnerabilità. Quanto più un edificio è vulnerabile (per tipologia, progettazione inadeguata, scadente qualità dei materiali e modalità di costruzione, scarsa manutenzione), tanto maggiori saranno le conseguenze che ci si deve aspettare in seguito alle oscillazioni cui la struttura sarà sottoposta. Infine, la maggiore o minore presenza di beni a rischio e, dunque, la conseguente possibilità di subire un danno (economico, in vite umane o ai beni culturali), viene definita esposizione (di vite umane, beni economici е beni culturali). Il rischio sismico è determinato dalla combinazione della pericolosità, della vulnerabilità e dell'esposizione ed è la misura dei danni che, in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni e di antropizzazione (natura, qualità e quantità dei beni esposti), ci si può attendere in un dato intervallo di tempo. In Italia, possiamo attribuire alla pericolosità sismica un livello medio-alto, per la frequenza e l'intensità dei fenomeni che si susseguono. La Penisola italiana, però, rispetto ad altri Paesi, come la California o il Giappone, nei quali la pericolosità è anche maggiore, ha una vulnerabilità molto elevata, per la notevole fragilità del suo patrimonio edilizio, nonché del sistema infrastrutturale, industriale, produttivo e delle reti dei servizi. Il terzo fattore, l'esposizione, si attesta su valori altissimi, in considerazione dell'alta densità abitativa e della presenza di un patrimonio storico, artistico e monumentale unico al mondo. L'Italia è dunque un Paese ad elevato

rischio sismico, inteso come perdite attese a seguito di un terremoto, in termini di vittime, danni alle costruzioni e conseguenti costi diretti e indiretti.

Per ridurre gli effetti del terremoto l'azione dello stato si è concentrata sulla classificazione del territorio in base all'intensità e alla frequenza dei terremoti del passato e sull'applicazione di speciali norme per le costruzioni nelle zone classificate sismiche. La legislazione antisismica italiana, allineata alle più moderne normative a livello internazionale, prescrive norme tecniche in base alle quali un edificio debba sopportare senza gravi danni i terremoti meno forti e senza crollare i terremoti più forti, salvaguardando prima di tutto le vite umane.

# Capitolo 3

### **3** CASO STUDIO: IL MUNICIPIO DI PIZZOLI

Per offrire una dettagliata descrizione dell'utenza oggetto di studio, in questo capitolo verranno riportate tutte le caratteristiche geometriche dell'edificio: a partire dai dati geografici, verrà effettuato un inquadramento architettonico utilizzato come dato di input per la modellazione dell'involucro edilizio.

#### 3.1 POSIZIONAMENTO GEOGRAFICO

L'oggetto di studio è il municipio di Pizzoli, cittadina in provincia dell'Aquila (Abruzzo), sito in Piazza Municipio 13, distante circa 15 km dal capoluogo. L'edificio, che si affaccia su una delle piazze principali della città, fu costruito intorno al 1920 e ospitava in passato una scuola.

Di seguito vengono riportati i dati di posizionamento geografico [47]:

- Latitudine: 42° 26' 9.71" N;
- Longitudine: 13° 90′ 43″ 13 E;
- Altezza sul livello medio del mare: 740 m.



Figura 3.1: Posizionamento geografico di Pizzoli

Per quanto riguarda l'orientamento delle superfici esterne, se si prende come riferimento le mura dell'ingresso principale quest'ultime sono ruotate di 2° a Est rispetto al Nord.



Figura 3.2: Visuale da satellite: orientamento rispetto ai punti cardinali

#### **3.2 Descrizione dell'edificio**

Il municipio di Pizzoli si presenta con una regolare forma ad "U", distribuito principalmente lungo una direzione, quella longitudinale, e caratterizzato da varie aperture regolari. L'edificio si compone di un piano seminterrato, un piano rialzato, e un primo piano, come riportato in Figura 3.3.



Figura 3.3: Schema geometrico

La struttura presenta una lunghezza di 37,4 m e una larghezza di 12,5 m superficie totale è di circa 770 m<sup>2</sup>, mentre il volume è di circa 5000 m<sup>3</sup>; . Di seguito vengono riportate le piante dei piani:



Figura 3.4: Pianta piano seminterrato



Figura 3.5: Pianta piano rialzato



Figura 3.6: Pianta primo piano

#### 3.3 PRINCIPALI DATI COSTRUTTIVI DELL'INVOLUCRO DELL'EDIFICIO

L'edificio, oggetto di studio, è costituito da muratura portante in blocchi lapidei squadrati. La tessitura muraria presenta una discreta regolarità con una buona qualità della malta e una ricerca nella disposizione dei blocchi che fornisce un certo ammorsamento trasversale fra i due paramenti. A seguito di indagini con termocamera è stato evidenziato che tale ricercatezza dei materiali la si ha solo per i 2/3 dell'involucro; infatti, nella parte sommitale sono stati riconosciuti dei materiali maggiormente deformabili.

#### **3.3.1 ELEMENTI VERTICALI**

Dalla relazione del rilievo delle proprietà meccaniche e geometriche della struttura, redatta dalla società SGM incaricata dall'OSS, emerge che i componenti verticali sono costituiti dall'alternarsi di due tipologie murarie: la prima caratterizzata da mattoni in pietra squadrata, mentre la seconda presenta blocchi non squadrati, come viene mostrato nella seguente immagine (Figura 3.7).



Figura 3.7: Tessitura muraria

Al fine di poter valutare le proprietà meccaniche dei materiali sono state realizzate diverse prove in situ, tra cui la prova a doppi martinetti piatti; tramite quest'ultima è emerso che il valore del modulo di Young per la prima tipologia muraria, determinato come la medie della letture e pari circa a 4700 MPa, non risulta coerente con il rilievo visivo della medesima tessitura muraria, a differenza di quanto si verifica per la seconda tipologia. Gli esiti delle prove che hanno permetto la stima del modulo di elasticità vengono di seguito riportati:



Figura 3.8: Stima del modulo elastico per mezzo di prove a martinetti piatti doppi

Per la realizzazione degli altri componenti verticali, come le tamponature, i muri sottotetto o il pilastro del primo piano, sono stati utilizzati, rispettivamente, i forati e la muratura con mattoni pieni. Viene di seguito riportata una tabella riassuntiva con i parametri meccanici dei vari componenti.

materiale	descrizione	E [Pa]	v [-]	ρ [kg/m³]
muratura in mattoni forati	tamponature	4,50E+09	0,3	1500
muratura in mattoni pieni	pilastro mattoni piano primo e muro sottotetto	1,50E+09	0,3	1800
muratura in pietra squadrata	piano primo	2,80E+09	0, 3	2200
muratura in pietra squadrata	piano rialzato	2,80E+09	0,3	2200
muratura in pietra squadrata	piano seminterrato	2,80E+09	0,3	2200

Tabella 3.1: Parametri geometrici degli elementi verticali

#### 3.3.2 ELEMENTI ORIZZONTALI

Gli orizzontamenti dell'edificio, secondo quanto riportato dalla relazione redatta dalla società SGM, possono essere distinti in:

Solaio di copertura: il solaio di copertura, con spessore pari a 22 cm, è costituito da travetti in c.a. di larghezza 12 cm ed altezza 16 cm, disposti ad interasse di 50 cm circa, e da una soletta di spessore 3 cm. Al di sopra di quest'ultima si osserva la presenza della caldana, dell'impermeabilizzazione e di un manto di tegole.



Figura 3.9: Sezione solaio di copertura

 Solaio calpestio sottotetto: situato ad una quota di 7.85 m, il solaio in latero cemento, con spessore pari a 16cm,presenta delle travi in acciaio IPE 160 con interasse di 100cm.



Figura 3.10: Sezione solaio di calpestio primo piano

 Solaio di calpestio primo piano:costituito da laterizi, calcestruzzo e acciaio, per uno spessore complessivo di circa 22 cm; si osserva la presenza di travi in acciaio IPE 160 con un interasse di 100 cm.



Figura 3.11: Sezione piano rialzato

 Solaio calpestio piano rialzato:il laterizio forato, con spessore di 4 cm, su cui poggia lo strato di calcestruzzo pari a 16 cm, è interrotto dalla presenza di profilati IPE 160 in acciaio con ala pari a 8 cm e caratterizzati da un interasse di 100 cm.



Figura 3.12: Sezione solaio seminterrato

Per mezzo di saggi e indagini videoscopiche sono stati attribuiti agli elementi sopra citati, in termini di parametri meccanici, i seguenti valori:

materiale	descrizione	E [Pa]	ν [-]	ρ [kg/m³]
laterocemento con sovraccarico	copertura	1,30E+10	0,3	1914
laterocemento con acciaio	solaio calpestio sottotetto	2,50E+10	0,3	2063
laterocemento con acciaio	solaio calpestio primo piano	2,50E+10	0,3	2082
laterocemento con acciaio	solaio calpestio piano rialzato	2,50E+10	0,3	1973

Tabella 3.2: Caratteristiche meccaniche degli elementi orizzontali

#### 3.3.3 ALTRI ELEMENTI

L'involucro edilizio prevede, anche, la presenza del vano scala e di un elevatore esterno. Il corpo scala,che collega il piano rialzato con il primo piano, è situato nella zona Nord-Est del municipio e si compone di tre rampe intervallate da due pianerottoli, tutti realizzati in cemento armato. L'ascensore, posto esternamente nel centro della struttura, è realizzato in acciaio. Anche per questi componenti sono stati stimati i parametri meccanici, come riportato in Tabella 2.3:

materiale	descrizione	E [Pa]	v [-]	ρ [kg/m³]
acciaio profilati	telaio ascensore	2,10E+11	0,27	7850
cemento armato	travi in CA e scale	3,00E+10	0,25	2500

Tabella 3.3: Proprietà meccaniche di altri elementi

#### **3.4 MUNICIPIO DI PIZZOLI, UNA STRUTTURA STRATEGICA**

Il municipio di Pizzoli fa parte di un più ampio sistema di edifici monitorati dall'osservatorio sismico delle strutture (OSS), e durante la sequenza sismica che ha colpito l'Italia centrale nel 2016 ha registrato i vari eventi sismici. Il sistema di monitoraggio dinamico installato sul municipio di Pizzoli è composto da 17 accelerometri. Un insieme di tre accelerometri uniassiali si trova nel seminterrato a livello del terreno, orientato lungo le direzioni principali X, Y e Z (15-16-17). Tre accelerometri biassiali in direzione X e Y (2-3; 4-5; 6-7) e uniassiali in direzione X (1), si trovano sul pavimento rialzato. Lo stesso numero di sensori è assegnato anche al primo piano (8-9; 10-11; 12; 13-14), come si può notare dalla Figura 3.13.



Figura 3.13: Disposizione degli accelerometri sul municipio di Pizzoli

I canali 1-14 vengono utilizzati come segnali di uscita, mentre i 3 canali alla base dell'edificio (15-17) vengono utilizzati come segnali di ingresso. Le modalità sono accettate solo se il valore dello smorzamento stimato è compreso tra 0,9 e 5,5%.

Grazie alle accelerazioni registrate dall'OSS, è stato possibile effettuare un'identificazione modale della struttura muraria dell' edificio oggetto di studio.

## Capitolo 4

### **4** MODELLAZIONE E ANALISI DINAMICA

#### 4.1 MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI

La modellazione geometrica è stata definita in funzione dell'approccio più congeniale ad essa in modo da rappresentare fisicamente e matematicamente la realtà della struttura in esame. Numerosi sono i metodi utilizzabili per descrivere la realtà, ma quello che si presta bene, ad una corretta riproduzione della struttura, è il metodo agli elementi finiti, FEM. Tale metodo viene utilizzato per ricercare soluzioni approssimate a problemi definiti da equazioni differenziali alle derivate parziali, mediante un sistema di equazioni algebriche. Il metodo prevede di dover suddividere le componenti in elementi monodimensionali, bidimensionali ed elementi solidi capaci di rappresentare il comportamento strutturale.

La funzione principale di tale metodo consiste nella discretizzazione della struttura con la creazione di una mesh definita mediante elementi di forma codificata. La modellazione strutturale è avvenuta esportando prima i vari elementi dal software *Autocad*, successivamente importando tutti gli elementi all'interno del software di calcolo agli elementi finiti, il quale prevede i seguenti step operativi:

- Costruzione della geometria;
- Definizione del tipo di elemento (solido, shell o beam);
- > Attribuzione delle proprietà del materiale;
- Definizione della mesh;
- Condizioni al contorno;
- Analisi;
- Post Processing.

Nel software FEM utilizzato sono presenti varie tipologie di elementi per discretizzazione della realtà. Gli elementi utilizzati risultano essere:

Elemento Beam188: può essere utilizzato per descrivere travi sottili o non eccessivamente tozze e le sue caratteristiche si basano sulla teoria della trave di Timoshenko per cui vengono considerate anche le deformazioni a

56|Pag.

taglio. Esso è un elemento lineare caratterizzato da due nodi avente ognuno sei gradi di libertà. I gradi di libertà di ogni nodo definiscono le traslazioni e le rotazioni in tutte e tre le direzioni, ovvero, x, y, e z, come riportato nel manuale del software.



Figura 4.1: Elemento beam188 [48]

Elemento Shell181: è adatto per analizzare strutture di guscio da sottili a moderatamente spesse, caratterizzato da quattro nodi ciascuno con sei gradi di libertà che corrispondono a tre traslazioni e a tre rotazioni. L'opzione triangolare degenerata dovrebbe essere utilizzata solo come elementi di riempimento nella generazione di mesh.

Tali considerazioni hanno validità nelle ipotesi in cui l'elemento considerato assolve alla funzione di "guscio", ma nelle ipotesi di comportamento membranale allora vengono trascurate le componenti rotazionali e sono presenti solo quelle traslazionali.



Figura 4.2: Elemento Shell281 [48]

Elemento Combin14: ha una capacità longitudinale o torsionale nelle applicazioni 1D, 2D o 3D. L'opzione ammortizzatore a molla longitudinale è un elemento di compressione monoassiale con fino a tre gradi di libertà per ogni nodo: traslazioni nelle direzioni nodali x, y e z. Non viene considerata alcuna flessione o torsione. L'opzione ammortizzatore a molla torsionale è un elemento puramente rotatorio con tre gradi di libertà ad ogni nodo: rotazioni intorno agli assi nodali x, y e z. Non vengono considerati carichi assiali o di flessione.



Figura 4.3: Elemento Combin14 [48]

#### 4.2 MODELLO GEOMETRICO DELL'EDIFICIO

Al fine di poter condurre le diverse analisi sismiche, l'oggetto di studio è stato modellato tramite un software cad, AUTOCAD, ed implementato in un programma ad elementi finiti. A partire dalla documentazione architettonica, costituita da piante, prospetti e sezioni, redatte dalla protezione civile, il municipio di Pizzoli, oggetto di analisi, è stato modellato con elementi shell ed elementi beam, facendo riferimento alla linea media dei diversi componenti. Nella fase di calibrazione il seminterrato dell'edificio è stato rappresentato in due modi: con elementi shell e con elementi link, ovvero con delle molle rotazionali dirette lungo X e Y. Gli elementi shell sono stati utilizzati sia per i componenti verticali che per quelli orizzontali come riportato nei paragrafi 3.3.1 e 3.3.2, mentre gli elementi beam sono stati impiegati per schematizzare l'ascensore esterno. La denominazione degli elementi shell, tramite cui è possibile individuare specifici parametri geometrici come le dimensioni di una sezione, è stata valutata a partire dalle piante, indi per cui elementi con la medesima sezione hanno la stessa numerazione. Inoltre, il medesimo elemento shell può essere utilizzato per materiali diversi in quanto la caratterizzazione dei componenti avviene anche in funzione della tipologia del materiale. Complessivamente sono stati individuate 44 sezioni diverse e 11 materiali diversi. Ogni componente è individuato tramite due nomenclature: nella prima viene riportato il numero del componente in ordine crescente, seguito dalla dicitura beam o shell, il numero della sezione e il relativo materiale; nella seconda alla dicitura "IDSECMAT" seguono due numeri che indicano rispettivamente la sezione e il materiale. Nelle tabelle da 3.1 a 3.9 vengono riportate informazioni sui componenti inerenti alla sezione e alla nomenclatura.

	SEZIONE	SEZIONE	DESCRIZIONE	H [m]
	1	quadrata cava	travi telaio in acciaio ascensore	0,18
	2	rettangolare	travi in CA tetto	0,35
	3	spessore piastra	scale	0,2
	4	spessore piastra	tamponature	0,1
	5	spessore piastra	copertura	0,22
	6	spessore piastra	solaio calpestio sottotetto	0,16
	7	spessore piastra	solaio calpestio primo piano	0,22
	8	spessore piastra	muro sottotetto	0,54
	9	spessore piastra	muro capanna	0,3
	10	spessore piastra	muro sotto finestre piano rialzato	0,41
	11	spessore piastra	spigolo verso la capanna del 1° muro interno (non continuo) parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano rialzato	0,89
12	12	spessore piastra	1° muro interno (non continuo) parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano rialzato	0,54
ZATO	13	spessore piastra	2° muro interno parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano rialzato	0,54
NO RIAL	14	spessore piastra	3° muro interno parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano rialzato	0,54
auri pia	15	spessore piastra	4° muro interno parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano rialzato	0,54
2	16	spessore piastra	1° muro interno parallelo al lato lungo dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano rialzato	0,54
	17	spessore piastra	2° muro interno parallelo al lato lungo dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano rialzato	0,54
	18	spessore piastra	rimanenti spigoli interni piano rialzato	0,54

Tabella 4.1: Sezioni componenti 1

	SEZIONE	SEZIONE	DESCRIZIONE	H [m]
	19	spessore piastra	1° muro esterno parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano rialzato	0,63
	20	spessore piastra	2° muro esterno parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano rialzato	0,45
TO	21	spessore piastra	3° muro esterno parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano rialzato	0,65
o rialza	22	spessore piastra	4° muro esterno parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano rialzato	0,69
JRI PIAN	23	spessore piastra	1° muro esterno parallelo al lato lungo dell'edificio (zona lato capanna), al piano rialzato	0,54
M	24	spessore piastra	2° muro esterno parallelo al lato lungo dell'edificio (nicchia corpo centrale edificio), al piano rialzato	0,65
	25	spessore piastra	3° muro esterno parallelo al lato lungo dell'edificio (zona lato scale), al piano rialzato	0,65
	26	spessore piastra	4° muro esterno parallelo al lato lungo dell'edificio (zona frontale sulla piazza), al piano rialzato	0,63
	27	spessore piastra	muro sotto finestre piano primo	0,41
QV	28	spessore piastra	spigolo verso la capanna del 1° muro interno (non continuo) parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano primo	0,5
ANO PRIN	29	spessore piastra	1° muro interno (non continuo) parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano primo	0,5
MURI PI	30	spessore piastra	2° muro interno parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano primo	0,49
	31	spessore piastra	3° muro interno parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano primo	0,58

Tabella 4.2: Sezioni componenti 2

32	spessore piastra	4° muro interno parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano primo	0,58	
	33	spessore piastra	1° muro interno parallelo al lato lungo dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano primo	0,45
	34	spessore piastra	2° muro interno parallelo al lato lungo dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano primo	0,49
	35	spessore piastra	rimanenti spigoli interni al piano primo	0,5
0	36	spessore piastra	1° muro esterno parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano primo	0,54
NO PRIM	37	spessore piastra	2° muro esterno parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano primo	0,49
IURI PIAN	38	spessore piastra	3° muro esterno parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano primo	0,54
Σ —	39	spessore piastra	4° muro esterno parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano primo	0,54
	40	spessore piastra	1° muro esterno parallelo al lato lungo dell'edificio (zona lato capanna), al piano primo	0,45
	41	spessore piastra	2° muro esterno parallelo al lato lungo dell'edificio (nicchia corpo centrale edificio), al piano primo	0,54
	42	spessore piastra	3° muro esterno parallelo al lato lungo dell'edificio (zona lato scale), al piano primo	0,53
	43	spessore piastra	4° muro esterno parallelo al lato lungo dell'edificio (zona frontale sulla piazza), al piano primo	0,63
	44	spessore piastra	muri esterni ed interni, al piano interrato	0,8

Tabella 4.3: Sezioni componenti 3

٩RI	1_beam_sez_1_mat_1	IDSECMAT11	travi telaio in acciaio ascensore
	2_beam_sez_2_mat_2	IDSECMAT22	travi in CA tetto
	3_shell_sez_3_mat_2	IDSECMAT32	scale
	4_shell_sez_4_mat_3	IDSECMAT43	tamponature
MPONEN	5_shell_sez_5_mat_4	IDSECMAT54	copertura
	6_shell_sez_6_mat_5	IDSECMAT65	solaio calpestio sottotetto
СО	7_shell_sez_7_mat_8	IDSECMAT78	solaio calpestio primo piano
	8_shell_sez_8_mat_6	IDSECMAT86	muro sottotetto
	9_shell_sez_9_mat_9	IDSECMAT99	muro capanna

Tabella 4.4: Nomenclatura componenti 1

COMPONENTI PIANO RIALZATO	10_shell_sez_10_mat_9	IDSECMAT109	muro sotto finestre piano rialzato
	11_shell_sez_11_mat_9	IDSECMAT119	spigolo verso la capanna del 1° muro interno (non continuo) parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano rialzato
	12_shell_sez_12_mat_9	IDSECMAT129	1° muro interno (non continuo) parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano rialzato
	13_shell_sez_13_mat_9	IDSECMAT139	2° muro interno parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano rialzato
	14_shell_sez_14_mat_9	IDSECMAT149	3° muro interno parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano rialzato
	15_shell_sez_15_mat_9	IDSECMAT159	4° muro interno parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano rialzato

Tabella 4.5: Nomenclatura componenti 2

	16_shell_sez_16_mat_9	IDSECMAT169	1° muro interno parallelo al lato lungo dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano rialzato
	17_shell_sez_17_mat_9	IDSECMAT179	2° muro interno parallelo al lato lungo dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano rialzato
	18_shell_sez_18_mat_9	IDSECMAT189	rimanenti spigoli interni piano rialzato
	19_shell_sez_19_mat_9	IDSECMAT199	1° muro esterno parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano rialzato
MPONENTI PIANO RIALZATO	20_shell_sez_20_mat_9	IDSECMAT209	2° muro esterno parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano rialzato
	21_shell_sez_21_mat_9	IDSECMAT219	3° muro esterno parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano rialzato
	22_shell_sez_22_mat_9	IDSECMAT229	4° muro esterno parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano rialzato
CC	23_shell_sez_23_mat_9	IDSECMAT239	1° muro esterno parallelo al lato lungo dell'edificio (zona lato capanna), al piano rialzato
	24_shell_sez_24_mat_9	IDSECMAT249	2° muro esterno parallelo al lato lungo dell'edificio (nicchia corpo centrale edificio), al piano rialzato
	25_shell_sez_25_mat_9	IDSECMAT259	3° muro esterno parallelo al lato lungo dell'edificio (zona lato scale), al piano rialzato
	26_shell_sez_26_mat_9	IDSECMAT269	4° muro esterno parallelo al lato lungo dell'edificio (zona frontale sulla piazza), al piano rialzato

Tabella 4.6: Nomenclatura	componenti 3
---------------------------	--------------

	27_shell_sez_27_mat_7	IDSECMAT277	muro sotto finestre piano primo
	28_shell_sez_28_mat_7	IDSECMAT287	spigolo verso la capanna del 1° muro interno (non continuo) parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano primo
	29_shell_sez_29_mat_7	IDSECMAT297	1° muro interno (non continuo) parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano primo
COMPONENTI PRIMO PIANO	30_shell_sez_30_mat_7	IDSECMAT307	2° muro interno parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano primo
	31_shell_sez_31_mat_7	IDSECMAT317	3° muro interno parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano primo
	32_shell_sez_32_mat_7	IDSECMAT327	4° muro interno parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano primo
	33_shell_sez_33_mat_7	IDSECMAT337	1° muro interno parallelo al lato lungo dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano primo
	34_shell_sez_34_mat_7	IDSECMAT347	2° muro interno parallelo al lato lungo dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano primo
	35_shell_sez_35_mat_7	IDSECMAT357	rimanenti spigoli interni al piano primo
	36_shell_sez_36_mat_7	IDSECMAT367	1° muro esterno parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano primo
	37_shell_sez_37_mat_7	IDSECMAT377	2° muro esterno parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano primo

Tabella 4.7: Nomenclatura componenti 4

IANO	38_shell_sez_38_mat_7	IDSECMAT387	3° muro esterno parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano primo
	39_shell_sez_39_mat_7	IDSECMAT397	4° muro esterno parallelo al lato corto dell'edificio a partire dal lato capanna, al piano primo
	40_shell_sez_40_mat_7	IDSECMAT407	1° muro esterno parallelo al lato lungo dell'edificio (zona lato capanna), al piano primo
ITI PRIMO I	41_shell_sez_41_mat_7	IDSECMAT417	2° muro esterno parallelo al lato lungo dell'edificio (nicchia corpo centrale edificio), al piano primo
COMPONEN	42_shell_sez_42_mat_7	IDSECMAT427	3° muro esterno parallelo al lato lungo dell'edificio (zona lato scale), al piano primo
	43_shell_sez_43_mat_7	IDSECMAT437	4° muro esterno parallelo al lato lungo dell'edificio (zona frontale sulla piazza), al piano primo
	44_shell_sez_30_mat_6	IDSECMAT306	Pilastro in mattoni pieni primo piano shell parallela lato corto
	45_shell_sez_34_mat_6	IDSECMAT346	Pilastro in mattoni pieni primo piano shell parallela lato lungo

Tabella 4.8: Nomenclatura componenti 5

PIANO INTERRATO	46_shell_sez_44_mat_11	IDSECMAT4411	muri esterni ed interni, al piano interrato
	47_shell_sez_7_mat_10	IDSECMAT710	solaio calpestio piano terra

Tabella 4.9: Nomenclatura componenti 6

Il modello numerico contiene 56892 nodi e consta di 1688 elementi Beam188 e 56818 elementi Shell181. La dimensione media di ciascun elemento è di circa 0,25 m per entrambi gli elementi di guscio e trave.



Figura 4.4: Modello geometrico - Vista assonometrica 1



Figura 4.5: Modello geometrico - Vista assonometrica 2

#### 4.3 METODOLOGIA DI ANALISI

Realizzato il modello geometrico su Autocad, al fine di poter condurre le analisi strutturali, è stato redatto il file.txt che viene inserito all'interno del toolbar del software ad elementi finiti. Nel file.txt vengono definiti:

- I componenti geometrici della struttura: l'esportazione degli elementi shell è avvenuta attraverso il formato SAT, mentre quelli beam in formato IGES;
- I parametri meccanici: definiti nel paragrafo 3.3;
- I vincoli: la struttura è incastrata su tutto il perimetro della base.

Al fine di convalidare il modello geometrico è stata effettuata l'analisi statica che nel caso analizzato ha avuto un esito positivo; successivamente è stata lanciata l'analisi modale, nonché la tecnica di metodologia principe che ha caratterizzato il suddetto lavoro di tesi.

L'analisi modale è una tecnica utilizzata per determinare le caratteristiche di vibrazione di una struttura, come le frequenze, le forme modali e i fattori di partecipazione modale, ed è la principale tra tutte le tipologie di analisi dinamica. Quest'ultima è utilizzata per determinare il comportamento di una struttura o di un componente, in cui la massa e lo smorzamento giocano un ruolo importante. Per comportamento dinamico si intende l'insieme delle caratteristiche di vibrazione, ovvero come la strutture vibra e a quale frequenza, dell'effetto nel tempo dei carichi variabili e degli effetti dei carichi variabili.

Quindi l'analisi modale:

- Permette al progettista di evitare le vibrazioni risonanti o di vibrare ad una specifica frequenza;
- Fornisce un'idea di come la struttura risponderà ai diversi carichi dinamici;
- Aiuta a controllare la soluzione per altre analisi dinamiche.

Per determinare le forme modali si ricorre alla risoluzione di un problema agli autovalori e autovettori. Partendo, infatti, dall''equazione fondamentale del moto:

$$[M]{\ddot{u}} + [C]{\dot{u}} + [K]{u} = {F(t)}$$
(1)

Che in assenza di forzanti esterne (oscillazioni libere) e di smorzamento nullo diventa:

$$[M]{\ddot{u}} + [K]{u} = \{0\}$$
(2)

E ricercando una soluzione di moto armonico, ovvero ponendo:

$$\{u\} = \{U\}\sin(\omega t) \tag{3}$$

si ottiene:

$$([K] - \omega^2[M])\{u\} = \{0\}$$
(4)

Le radici di questa equazione sono proprio gli autovalori  $\omega^2$  il cui numero è pari ai gradi di libertà del sistema e rappresentano le frequenze a meno di un fattore pari a  $2\pi$ , mentre il vettore  $\{u\}$  è costituito dagli autovettori che identificano le forme modali. Quindi per analisi modale si intende la risoluzione di un problema agli autovettori.

Per l'estrazione degli autovettori il metodo utilizzato, all'interno del software ad elementi finiti, è quello del Block Lanczos che è raccomandato per diverse applicazioni in quanto consente un'ampia estrazione di forme modali nella maggior parte dei modelli (più di 40), si presta in modo soddisfacente a modellare opere con componenti shell/beam/solid e gestisce bene i modi dei corpi rigidi.

Per valutare nel modo corretto le forme modali dell'opera in esame bisognerebbe estrarne un numero pari ai gradi di libertà; tale condizione implicherebbe analizzare un numero elevato di forme modali, procedura non realizzabile nella pratica. Per tale motivo l'estrazione delle forme modali è avvenuta basandosi sull'identificazione: in particolare grazie agli accelerometri posizionati sul municipio si è riusciti ad identificare sei forme modali, ma essendo le ultime due caratterizzate da elevata incertezza, si è scelto si basarsi sulle prime quattro forme. Queste ultime, inoltre, rispettano anche quanto prescritto nel paragrafo 7.3.3.1 delle NTC2008 in cui viene sottolineato che per una corretta analisi è necessario considerare tutti i modi aventi una massa partecipante superiore al 5% o comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

#### 4.4 I RISULTATI DELL'IDENTIFICAZIONE

La registrazione dell'evento sismico avvenuto il 25/07/2015, caratterizzato da una lieve importanza, ha permesso l'identificazione della struttura in una situazione di riferimento. Già nel 2009, infatti, la struttura era stata colpita dal terremoto dell'Aquila e pertanto non è stato possibile considerarla priva di danno. Le identificazione effettuate tra il 2016 e il 2017 possono essere utilizzate per valutare il discostamento dell'opera dalla situazione di riferimento in termini di frequenza, smorzamento e forme modali. In particolare la valutazione del cambiamento dello smorzamento non sempre implica un danneggiamento strutturale essendo questo un parametro sensibile e pertanto facilmente affetto ad elevate incertezze numeriche.

L'identificazione ha consentito di definire sei forme modali la cui stabilità la si ottiene già per un valore contenuto nell'ordine del sistema, come viene dimostrato attraverso il grafico riportato in figura 4.5. Da tale stabilità è, inoltre, possibile osservare che i modi della struttura sono ben distanziati tra loro in termini di frequenza. La scelta del rapporto di smorzamento, per l'estrazione dei valori di frequenza e delle forme modali, è stata effettuata in modo manuale in base al valore maggiormente frequente che, per la maggior parte dei modi, risulta ricadere in prossimità di un ordine pari a 28.



Figura 4.6: Diagramma di stabilizzazione e di clustering per l'identificazione con il segnale del 22/07/15 [49]

MODE>		1	2	3	4	5	6	
ζ (%)>		1.1	1.8	2.0	1.3	2.9	4.1	
f (Hz)>		4.827	5.835	7.013	9.260	12.553	13.371	
<b>[</b> \$\$]	1	A7X	0.043	0.059	-0.287	-0.259	-0.118	-0.346
	2	A5X	-0.064	0.101	-0.282	0.402	-0.984	0.491
	3	A5Y	-0.363	-0.363	0.054	-0.613	0.973	0.013
	4	A6X	0.008	0.049	-0.288	-0.005	0.154	-0.003
	5	A6Y	-0.324	0.063	-0.064	0.434	1.000	-0.307
	6	A8X	-0.031	-0.091	-0.366	0.197	0.445	-0.144
	7	A8Y	-0.210	0.368	-0.009	-0.415	0.207	-0.047
	8	A9X	-0.015	0.012	-0.620	0.130	-0.037	0.429
	9	A9Y	-0.545	-0.495	-0.020	-0.773	0.208	0.063
	10	A10X	0.029	0.156	-0.843	0.012	0.355	-0.067
	11	A10Y	-1.000	0.279	-0.268	0.947	0.682	-0.192
	12	A11X	0.159	0.137	-0.829	-0.737	-0.573	-1.000
	13	A12X	-0.120	-0.142	-1.000	0.431	0.851	-0.273
	14	A12Y	-0.577	1.000	-0.059	-1.000	-0.583	-0.074
ORDER>		28						

## Tabella 4.10: Valori numerici di smorzamento relativo, frequenza e forme modali per l'identificazione con il segnale del 22/07/2015, [49].

Al fine di valutare la correlazione tra i modi identificati è stato calcolato il parametro MAC tramite cui è emerso che i modi possono essere considerati in maniera distinta, come già si era osservato nel diagramma di stabilità; infatti nella tabella 4.11 si nota che i valori fuori dalla diagonale sono molto bassi per tutte le forme modali, caratteristica distintiva della bassa correlazione.

MAC 22/07/2015		MODE j					
		1	2	3	4	5	6
MODE i	1	1.000	0.079	0.015	0.000	0.169	0.005
	2	0.079	1.000	0.015	0.023	0.113	0.023
	3	0.015	0.015	1.000	0.005	0.030	0.166
	4	0.000	0.023	0.005	1.000	0.080	0.056
	5	0.169	0.113	0.030	0.080	1.000	0.037
	6	0.005	0.023	0.166	0.056	0.037	1.000

Tabella 4.11: Valori numerici del MAC riferito alle forme identificate con il segnale del 22/07/2015, [49].

La visualizzazione delle forme modali identificate è stata realizzata per mezzo di un'interpolazione agli elementi finiti tra i valori delle forme nei nodi strutturali. La prima forma modale (a) è una flessionale lungo l'asse Y (direzione di minima inerzia della struttura), che vibra con una frequenza di 4,83 Hz ed è caratterizzata da un valore massimo in corrispondenza del muro trasversale centrale lungo la direzione Y. La seconda forma modale (b) si presenta come una torsionale con deformazione a taglio lungo Y e con una frequenza pari a 5.84 Hz; il valore massimo si raggiunge in direzione Y nella zona con elevata rigidezza, che risulta essere opposta alle scale. La terza forma modale (c) è una flessionale lungo X caratterizzata da una frequenza pari a 7,01 Hz e il massimo è raggiunto lungo la medesima direzione in corrispondenza della parete appartenente alla facciata dell'edificio. La quarta forma modale (d) identificata, invece, è una flessionale di piano che vibra a 9,26 Hz, con il massimo valore in direzione Y raggiunto dalla parete trasversale esterna parallela all'asse Y ed opposta alla zona in cui sono allocate le scale. La quinta forma modale (f) è una flesso torsionale lungo Y con frequenza naturale di 12,55 Hz: essa presenta un moto locale della parte trasversale esterna con massimo spostamento nella stessa direzione del modo. Infine si ha la sesta forma modale (e) caratterizzata da una frequenza di 13,37 Hz: essa presenta un andamento globale lievemente accentuato in direzione X assieme a diversi moti locali lungo la direzione Y, nonostante il massimo venga raggiunto in direzione X dalla parete longitudinale esterna nella zona opposta alle scale e diretta parallelamente alla direzione X. Vengono di seguito riportate le forme modali identificate:



Figura 4.7: Forme modali identificate (1° e 2°) [49]



Figura 4.8: Forme modali identificate (3° e 4°) [49]


Figura 4.9: Forme modali identificate (5° e 6°) [49]

### 4.5 ANALISI MODALE

L'analisi modale prevede l'estrazione e quindi lo studio della prime quattro forme modali, come già riportato nel paragrafo 4.3. I parametri analizzati sono la frequenza, il periodo e la massa partecipante effettiva di ogni singolo modo di vibrare. In particolare quest'ultima quantità è stata normalizzata rispetto alla somma delle masse partecipanti in modo da tener in considerazione della limitata estrazione delle forme modali.

#### 4.5.1 MODELLO ISOTROPICO

Il primo modello analizzato prevede l'utilizzo di materiali isotropici, ovvero materiali che presentano il medesimo comportamento nelle tre direzioni.

Viene di seguito riportata la selezione dei modi secondo quanto appena prescritto:

MODE	FREQUENCY	PERIOD	v	v	7	ΡΟΤ Υ	POTV	ROT Z
WIODE	[Hz]	[s]	^	T	Z	NULX	NUTT	
1	6,22	0,16	0,02	96,91	91,07	96,57	0,06	51,35
2	7,47	0,13	2,44	1,63	7,43	2,15	2,43	37,56
3	8,24	0,12	97,41	0,01	1,42	0,01	97,30	10,20
4	11,90	0,08	0,13	1,45	0,08	1,27	0,21	0,88

Tabella 4.12: Modi significativi di vibrare - modello isotropico

MODE	FREQUENCY [Hz]	DESCRIZIONE
1	6,22	Flettente in Y
2	7,47	Torcente in X
3	8,24	Flettente in X
4	11,90	Torcente in Z

Tabella 4.13: Classificazione dei modi - modello isotropico

Il primo modo di vibrare è un flettente lungo l'asse Y in cui il massimo spostamento viene raggiunto dalle pareti longitudinali esterne e centrale, dirette lungo l'asse X, e collocate nella parte opposta alle scale. Il secondo modo è un torsionale in cui il massimo valore di spostamento è raggiunto dalla parete estrema trasversale diretta parallelamente all'asse Y. Nel terzo modo si osserva, invece, un comportamento flessionale in X con massimo spostamento raggiunto dalla parete diretta lungo l'asse X e in prossimità delle scale. Infine vi è il sesto modo classificato come un torcente che presenta i massimi spostamenti per le pareti dirette lungo X e appartenenti alla facciata dell'edificio.

Confrontando le frequenze ottenute da tale modello con quelle identificate dall'OSS si osserva una maggiore discrepanza per la prima forma modale che identifica il modo di vibrare della struttura in direzione Y, a differenza di quanto si verifica per la terza forma modale rappresentativa del modo di vibrare in direzione X. A seguito di ciò ne si deduce che la struttura, come conseguenza dell'azione del sisma, risulta essere maggiormente danneggiata nella direzione Y. In virtù di ciò e con il fine di ottenere una elevata coincidenza tra il modello numerico e quello reale, si è scelto di analizzare un modello con materiali ortotropici, ovvero in cui poter differenziare le caratteristiche meccaniche e elastiche nelle tre direzioni per i componenti murari della struttura.



Figura 4.10: Modo di vibrare n°1 - modello isotropico



Figura 4.11: Modo di vibrare n°2 - modello isotropico



Figura 4.12: Modo di vibrare n°3 - modello isotropico



Figura 4.13: Modo di vibrare n°4 - modello isotropico

#### 4.5.2 MODELLO ORTOTROPICO

Il secondo modello analizzato è caratterizzato in parte da materiali isotropici e in parte da materiali ortotropici, ovvero in cui il moduli di rigidezza flessionale e tagliante e i coefficienti di Poisson variano lungo le tre direzioni. A causa di ciò è stato necessario definire, per le murature dei piani seminterrato, rialzato e primo, nove valori di parametri geometrici e meccanici al fine tener conto delle variazioni lungo gli assi X, Y e Z. In particolare è stato posto per tutte e tre le murature:

•  $E_x = 3,5E9 \text{ Pa } E_y = 2,25E9 \text{ Pa } E_z = \frac{(E_x + E_y)}{2} = 2,8E9 \text{ Pa};$ 

• 
$$v_{xy} = v_{yz} = v_{xz} = 0.3;$$

• 
$$G_{xy} = \frac{E_x + E_y}{4(1 + \nu_{xy})} = 1,12E9 \text{ Pa}$$
  $G_{yz} = \frac{E_y + E_z}{4(1 + \nu_{yz})} = 9,71E8 \text{ Pa}$ 

$$G_{xz} = \frac{E_x + E_z}{4(1 + \nu_{xz})} = 1,21E9$$
 Pa.

Sapendo, inoltre, che ogni elemento con cui si è descretizzato la mesh è caratterizzato dal proprio sistema di riferimento locale è stato necessario, a differenza di quanto effettuato nel modello isotropico, unificarli definendo un nuovo sistema di riferimento locale parallelo a quello globale e comune per tutti gli elementi.

Anche in questo caso, congruentemente a quanto riportato nel paragrafo precedente, sono stati analizzati i primi quattro modi di vibrare come viene di seguito riportato:

MODE	FREQUENCY	PERIOD		v	7		<b>BOT V</b>	POT 7
WIODE	[Hz]	[s]	^		Z	NULX	KUT T	NOT 2
1	6,16	0,16	0,03	97,06	67,69	96,60	0,09	51,84
2	7,44	0,13	3,35	1,52	1,78	2,01	3,28	36,11
3	8,21	0,12	96,51	0,01	2,76	0,02	96,34	11,18
4	11,98	0,08	0,11	1,42	27,77	1,38	0,30	0,87

#### Tabella 4.14: Modi significativi di vibrare - modello ortotropico

Le caratteristiche dei modi di vibrare risultano essere le medesime di quelle che si hanno con il modello isotropico, ciò che varia sono solo i valori di frequenza, periodo e massa partecipante.



Figura 4.14: Modo di vibrare n°1 - modello ortotropico



Figura 4.15: Modo di vibrare n°2 - modello ortotropico



Figura 4.16: Modo di vibrare n°3 - modello ortotropico



Figura 4.17: Modo di vibrare n°4 - modello ortotropico

Nonostante si è riusciti, con tale modello, a differenziare il comportamento dei componenti murari nelle tre direzioni, non si ottengono ancora risultati accettabili nel confronto tra le frequenze identificate e quelle ottenute dal modello numerico, che risulta essere abbastanza rigido date le elevate frequenze. Il prevalente danneggiamento del municipio lungo la direzione Y non risulta, dunque, essere l'unica causa dell'elevata discrepanza tra il reale e il numerico. Le altre ragioni di tale differenza sono da ricercare nell'elevata incertezza sulla profondità e sullo spessore delle fondazioni che hanno influito sulla scelta di realizzare un nuovo modello in cui il piano seminterrato è schematizzato attraverso delle molle dirette lungo l'asse X e l'asse Y con rigidezze diverse.

#### 4.5.3 MODELLO ISOTROPICO CON L'AUSILIO DELLE MOLLE

Il terzo modello utilizzato per rappresentare il municipio di Pizzoli prevede la schematizzazione del piano seminterrato con molle disposte lungo le direzioni X e Y, mentre lungo la direzione verticale Z si è assunto un comportamento rigido. L'inserimento di tali elementi è legato alle incertezze inerenti alla forma delle fondazioni, alla porzione di terreno connessa alla struttura e alla profondità di affondamento dei muri del piano seminterrato nel terreno. La rigidezza per le molle dirette lungo l'asse Y risulta pari a 2,559E7 N/m, mentre per quelle posizionate lungo X è pari a 6,345E7 N/m. In tal caso le prima quattro frequenze ottenute sono pari rispettivamente ad 4,86 Hz, 5,32 Hz, 6,79 Hz e 10,01 Hz. Vengono di seguito riportate le forme modali estrapolate dal software:



Figura 4.18: Forme modali del modello con le molle

# Capitolo 5

## **5 MODEL UPDATING**

Lo scopo della calibrazione del modello è quello di determinare i moduli di elasticità, flessionali e taglianti, dei materiali costituenti l'edificio oggetto di studio, basandosi sui dati reali di monitoraggio. Note, infatti, le frequenze modali identificate dagli accelerometri sono state lanciate quattro analisi in parallelo con il fine di ottenere un'uguaglianza in termini di frequenze, misurate e calcolate, per mezzo della variazione dai moduli, cioè valutando quale tra tutti i possibili valori risulti essere il migliore. Questa procedura di ottimizzazione è stata implementata su *Matlab* per mezzo dell'algoritmo *Particle Swarm Optimization*.

### 5.1 LA METODOLOGIA

Il problema di selezionare il miglior risultato tra diversi ottimali può essere ridotto ad un problema di classificazione, nella teoria del learning to rank [49]. In particolare, il problema di rank aggregation (RA) mira a trovare la migliore lista dei candidati I di un oggetto q dalle graduatorie di K, ognuna fornita da un elettore. Un modo per ottenerlo è l'uso del modello Plackett-Luce (PL), [50]. Con questo approccio, ogni elettore assegna un punteggio  $w_{k,i}$  al candidato i-esimo, definendo la sua posizione nella graduatoria k-esima, che è la probabilità di scegliere il candidato I tra gli altri candidati. Una volta classificati i candidati, il loro ordine può variare per ogni graduatoria. Pertanto, per definire chi è il miglior candidato da selezionare, è necessario seguire alcuni criteri. A questo proposito, il modello PL mira a massimizzare la probabilità composta di osservare alcune permutazioni dei candidati, assumendo sia gli elettori che i candidati indipendenti. Il numero totale delle permutazioni è valutato iniziando dall'indice I che identifica ogni candidato. Utilizzando la notazione di Matlab [**51**] e ponendo t = 1: I, la matrice di permutazione C contiene tutte le P possibili permutazioni date da C = perms(t),  $\operatorname{con} C \in N^{P x R} e R = I.$ 

Per la p-esima permutazione, e per l'elettore k-esimo, è possibile valutare la probabilità di selezionare un candidato invece di un altro, avendo già individuato un certo numero di candidati attraverso la seguente relazione:

$$f_{p}(k|w) = \prod_{r=1}^{R} \frac{w_{k,Cpr}}{\sum_{s=r}^{R} w_{k,Cps}}$$
(5)

L'equazione Error! Reference source not found.Error! Reference source not found.precedente, che descrive il modello Plackett-Luce, può essere quindi utilizzata per valutare la probabilità di osservare un insieme di permutazioni attraverso tale equazione:

$$f_{p}(k|w) = \prod_{k=1}^{K} \left( \prod_{r=1}^{R} \frac{w_{k,Cpr}}{\sum_{s=r}^{R} w_{k,Cps}} \right)$$
(6)

La permutazione che massimizza l'equazione (6) definisce la migliore classifica che dovrebbe essere selezionata, poiché è correlata alla massima probabilità di essere osservata. Indicando la graduatoria selezionata con la notazione Matlab  $a^* =$  $C(p^*,:)$ , una metrica può essere scelta per definire il valore ottimale dell'elemento analizzato tra tutti i candidati classificati come stabilito da  $a^*$  (dove  $p^*$  è l'indice di permutazione che massimizza l'equazione (6)). Ad esempio, se supponiamo di scegliere il primo candidato classificato, il valore ottimale dell'elemento analizzato sarà quello relativo al miglior candidato, secondo la graduatoria consentita da  $a^*$ . Nella notazione *Matlab* ciò significa che il miglior candidato  $i^*$  è pari a  $i^* = a^*(1, :)$ e l'elemento ottimale è quello relativo al candidato  $i^*$ . Nel seguente studio gli elementi sono rappresentati dai parametri ottenuti per mezzo di risolutori di ottimizzazione e i candidati vengono scelti come solutori di ottimizzazione dello sciame di particelle (PSO). Per valutare l'efficacia della strategia di selezione proposta, il modello PL viene applicato in modo ricorsivo a un insieme di ben note funzioni di test di ottimizzazione, [52], scegliendo il primo classificato della permutazione selezionata. I parametri selezionati vengono quindi imposti come

condizione iniziale per l'ottimizzazione successiva (PS e SA) o come singolo (GA) o componente di sciame (PSO): in tal caso la metodologia utilizzata risulta essere l'ultima elencata.

#### 5.2 PARTICLE SWARM OPTIMIZATION (PSO)

L'algoritmo utilizzato nella procedura di ottimizzazione del suddetto lavoro appartiene alla categoria del Natural Computing, branca di ricerca che si basa sull'analisi dei meccanismi naturali per la risoluzione di problematiche di impronta scientifica. Il Particle Swarm Optimization, introdotto da Kennedy & Eberhart, è caratterizzato da elementi ispirati al comportamento sociale di sciami esistenti in natura e dalle connessioni con l'evolutionary computation con la quale condivide gran parte dei campi di applicazione, come viene riportato in un lavoro di dottorato per la calibrazione di modelli idrologici con algoritmi multiobiettivo [53]. Molti algoritmi che appartengono a questa categoria condividono proprietà importanti: l'abilità di agire in caso di dati incompleti o con errori, la capacità di risolvere problemi combinatoriali, di simulare comportamenti complessi tramite l'interazione di più azioni semplici nonché l'uso di un insieme di interazione e cooperazione tra gli elementi. Il PSO appartiene alla branca degli Algoritmi Evolutivi, che si basano principalmente sulla competizione tra gli individui, ma a differenza di questi esso adotta una strategia di tipo cooperativo, in quanto si basa sulla capacità degli individui di adattarsi all'ambiente circostante per massimizzare le loro qualità nel corso della vita. Nel PSO gli individui comunicano la loro migliore soluzione al gruppo e ciascun membro segue una direzione data dalla combinazione delle soluzioni migliori precedenti del gruppo e la propria con un elemento stocastico ulteriore che garantisce l'esplorazione dello spazio delle soluzioni. Questo algoritmo genera in modo stocastico una serie di punti o particelle o valori in movimento che vengono inizialmente collocati in una zona definita dello spazio possibile. Ad ogni particella è assegnato un vettore di velocità iniziale che iterativamente viene modificato in modo random. Ogni particella, in base alla sua velocità, viene dislocata dalla sua posizione iniziale verso una nuova posizione, scelta in modo che tale movimento sembri realistico. Inoltre, nel PSO i nuovi individui sono generati dalla perturbazione delle soluzioni esistenti.

#### 5.3 I MODELLI CALIBRATI

Le funzioni obiettivo dei risolutori (I=4) per la calibrazione del modello isotropico con la schematizzazione del piano seminterrato per mezzo di molle, sono descritte dalla seguente equazione:

$$J_{i} = \frac{1}{K} \sum_{k=1}^{K} (z_{k,e} - z_{k,i})^{2}$$
<sup>(7)</sup>

in cui K=8 è il numero degli elettori, i.e. il numero di dispersioni normalizzate tra le frequenze sperimentali e quelle numeriche e il numero ideale di MAC tra le forme modali sperimentali e numeriche. I punteggi sono attribuiti tramite le equazioni (8), (9) e (10) e per i test di ottimizzazione la funzione obiettivo di ciascun solver I è la dispersione normalizzata  $\beta_{k,i}$  tra la k-esima misura sperimentale  $z_{k,e}$  e la k-esima misura numerica  $z_{k,i}$ :

$$\beta_{k,i} = \frac{|z_{k,e} - z_{k,i}|}{|z_{k,e}| + 1}$$
(8)

Per valutare i punteggi  $w_{k,i}$  viene utilizzata la funzione Gaussiana, in cui  $\beta_{k,i}$  è la dispersione delle misure k-esime relative al risolutore i-esimo, mentre  $\sigma_k$  è la deviazione standard della k-esima dispersione lungo i risolutori:

$$w_{k,i}^{*} = exp\left(-\left(\frac{\beta_{k,i}}{\sigma_{k}}\right)^{2}\right)$$

$$w_{k,i} = \frac{w_{k,i}^{*}}{\sum_{i=1}^{j} w_{k,i}^{*}}$$
(10)

È importante notare che l'equazione (9) non rappresenta la distribuzione di probabilità dei punteggi, bensì consente di convertire la minimizzazione in massimizzazione del problema. Nel primo aggiornamento si è interessati a capire il legame tra struttura e suolo. Infatti, mentre per la sovrastruttura la disponibilità dei dati di rilievo diretto consente un significativo livello di confidenza nei valori assunti per la geometria e i materiali, per la parte della struttura collegata al terreno permangono alcune incertezze. Tra quest'ultime la principale è legata alla forma della fondazione e quindi alla profondità della porzione dell'edificio sotto il pavimento sopraelevato e in particolare per le parti interne dell'edificio.

Per tale ragione, come già descritto nel paragrafo 4.5.3, sono state inserite delle molle lungo le direzioni X e Y, mentre la nella direzione verticale Z è stato assunto un vincolo rigido. I parametri scelti per l'aggiornamento dell'ottimizzazione sono i moduli di Young delle murature in pietra, data l'elevata incertezza su tali valori; vengono di seguito riportati i parametri della prima ottimizzazione:

k	Zke	E7, E9 start (Pa) Ky, Ky start (N/m)	E7, E9 min (Pa) Ky, Kx min (N/m)	$E_7, E_9 _{max}$ (Pa) $K_Y, K_X _{max}$ (N/m)
1	4.827 (Hz)			
2	5.835 (Hz)			
3	7.013 (Hz)			
4	9.260 (Hz)	2.8e9, 2.8e9	1.2e9, 1.2e9	5e9, 5e9
5	1	5e7,5e7	1e7, 1e7	9e7, 9e7
6	1			
7	1			
8	1			

#### Tabella 5.1: FE model updating

Tale scelta è stata validata attraverso un cambiamento manuale dei parametri modali del modello, osservando l'effetto di tale variazione nelle frequenze. Quest'ultima grandezza risulta molto sensibile alla variazione dei moduli di elasticità e della rigidezza delle molle. Le misure sperimentali, insieme ai valori iniziali dei parametri, e il loro spazio di ricerca sono riportati nella seguente tabella:

Quantity	Experimental values (expe)			Numerical initial values (nume)				Numerical final values (nume)				
f1 f2 f3 f4 (Hz)	4.83	5.84	7.01	9.26	5.45	5.96	6.52	10.28	4.86	5.32	6.79	10.01
fexpe-fnume    fexpe	0	0	0	0	0.13	0.02	0.07	0.11	0.01	0.09	0.03	0.08
MAC	1.00 0.08 0.01 0.00	0.08 1.00 0.02 0.02	0.01 0.02 1.00 0.00	0.00 0.02 0.00 1.00	0.91 0.14 0.01 0.05	0.02 0.78 0.01 0.01	0.00 0.08 0.84 0.00	0.01 0.02 0.00 0.90	0.91 0.03 0.01 0.05	0.00 0.89 0.00 0.02	0.00 0.02 0.93 0.00	0.00 0.02 0.00 0.93
E <sub>7</sub> , E9 (Pa) Ky, Ky (N/m)	Unkn	lowns			2.800 5.000	)e9, 2.8 )e7, 5.0	00e9 00e7		1.416 2.559	ie9, 4.4 )e7, 6.3	135e9 145e7	

Tabella 5.2: Risultati numerici ottenuti per mezzo di calibrazione con selezione PL

# Capitolo 6

## **6 CONCLUSIONI**

L'obiettivo della tesi è stato quello di valutare quale tra i diversi modelli agli elementi finiti utilizzati risulti essere il più accurato nell'approssimare il modello modale identificato sperimentalmente. Come già descritto nel Cap. 4, ci si è concentrati nell'analizzare tre modelli numerici diversi con l'obiettivo di determinare non solo la geometria più idonea, ma anche se, le dovute discrepanze tra i risultati sperimentali e quelli numerici, potesse essere attribuita al danneggiamento indotto dal sisma o a particolari geometrici non modellati.

Nel primo modello, come descritto nel paragrafo 4.5.1, si denota una maggiore discrepanza fra dati sperimentali e risultati numerici per il primo modo di vibrare (i.e. prima frequenza), primo flessionale lungo Y, asse di minore inerzia dell'edificio. Una differenza elevata della prima frequenza potrebbe essere imputabile a un danno preesistente nelle pareti parallele a Y e dovuto agli eventi sismici dell'Aquila (2009).

In virtù di ciò si è scelto di utilizzare un modello ortotropico permettendo di attribuire alla stessa muratura un valore diverso di modulo di elasticità, flessionale e tagliante, e di coefficiente di Poisson nelle direzioni X, Y e Z. Attraverso l'analisi di sensitività per il modello ortotropico si può osservare che il modulo di Young delle murature lungo la direzione Z non modifica sensibilmente le frequenze del FEM e per tale motivo si è scelto di calibrare solamente i moduli nelle direzioni X e Y. Da tale variazione si evince che per ottenere valori di frequenza paragonabili a quelli identificati il modulo elastico delle pareti in direzione Y dovrebbe assumere valori di circa 0.5E9 Pa (con valori ragionevoli dei restanti parametri elastici). Quest'ultima valutazione evidenzia che lungo l'asse Y i materiali risultano danneggiati, ma non si è in grado di affermare con certezza se un valore così basso sia dovuto totalmente a un danneggiamento pregresso, indotto dai fenomeni sismici del 2009, o dalla

mancata modellazione del terreno. A tal fine, si è deciso di realizzare un terzo modello agli elementi finiti.

Il terzo modello utilizzato prevedere la sostituzione del piano seminterrato con diverse molle dirette lungo l'asse X e Y e, come riportato nel paragrafo 4.5.3, questo modello consente di ottenere la migliore congruenza con i dati sperimentali. Si osserva, infatti, un errore medio delle grandezze modali complessive (frequenze e forme modali) tra il suddetto modello numerico e quello di riferimento di circa 5,25%. Inoltre, risulta una maggiore rigidezza per le molle dirette lungo X rispetto a quelle dirette lungo Y e ciò è in accordo con la maggiore rigidezza delle pareti di fondazione nella direzione X.

A conclusione di quanto riportato nella tesi, si evidenzia la necessità di migliorare la modellazione del vincolo dell'edificio con il suolo, andando a discretizzare il terreno con l'uso di elementi tridimensionali, invece che con semplici molle. Ciò permetterebbe di tenere in conto anche della parte interrata dell'edificio.

## Ringraziamenti

Vorrei innanzitutto ringraziare il Professore Rosario Ceravolo per avermi consentito di svolgere questo lavoro di tesi accrescendo le mie conoscenze nell'ambito dell'ingegneria sismica. Durante tale percorso ho avuto anche il piacere e l'onore di essere sostenuta, supportata e guidata dall'architetto Erica Lenticchia e dall'ingegnere Gaetano Miraglia che ringrazio immensamente. Un particolare ringraziamento è rivolto alla famiglia che ha permesso la realizzazione di questa esperienza al Politecnico incoraggiandomi, nonostante la distanza, sopratutto nei momenti più difficili.

La positività di questo percorso di laurea magistrale è dovuta, però, principalmente alle persone che con me hanno condiviso questa esperienza e che sono stati la mia famiglia qui a Torino; voglio pertanto ringraziare Pier Paolo, Desideria, Claudia, Aurelio, Tosku, Miriam, Ludovico, Santina, Alberto, Livio, Simone, Erika, Francesca, Vittoria, Enrico.

# **INDICE DELLE FIGURE E DELLE TABELLE**

Figura 1.1: Rappresentazione delle fasi e dello schema funzionale del proc	esso del
monitoraggio [18]	12
Figura 1.2: Fasi del model driven approach [20]	16
Figura 1.3: Fasi del Data driven approach [21]	18
Figura 1.4: Tipologie sensori [25]	21
Figura 1.5: Pendolo	22
Figura 1.6: Inclinometro fisso da foro	23
Figura 1.7: Inclinometro da parete	24
Figura 1.8: Strain gauges [29]	25
Figura 1.9: Trasduttori di posizionamento	25
Figura 1.10: Celle di carico	26
Figura 1.11: Celle di pressione idrauliche	27
Figura 1.12: Accelerometri piezoelettrici	28
Figura 1.14: Accelerometro force balance	29
Figura 1.15: Sistema di funzionamento del SOFO	30
Figura 2.1: Rete Accelerometrica Italiana (RAN)	36
Figura 2.2: Classificazione sismica	37
Figura 2.3: Eventi sismici 2016	38
Figura 2.4: Mappa dell'accelerazione di picco del terreno	39
Figura 2.5: Mappa della velocità di picco del terreno	39
Figura 2.6: Interferogramma differenziale dei dati radar satellitari	41
Figura 3.1: Posizionamento geografico di Pizzoli	47
Figura 3.2: Visuale da satellite: orientamento rispetto ai punti cardinali	48
Figura 3.3: Schema geometrico	48
Figura 3.4: Pianta piano seminterrato	49
Figura 3.5: Pianta piano rialzato	49
Figura 3.6: Pianta primo piano	49
Figura 3.7: Tessitura muraria	50
Figura 3.8: Stima del modulo elastico per mezzo di prove a martinetti piatti c	loppi 51
Figura 3.9: Sezione solaio di copertura	52
Figura 3.10: Sezione solaio di calpestio primo piano	52
91	Pag.

Figura 3.11: Sezione piano rialzato	53
Figura 3.12: Sezione solaio seminterrato	53
Figura 3.13: Disposizione degli accelerometri sul municipio di Pizzoli	55
Figura 4.1: Elemento beam188 [48]	57
Figura 4.2: Elemento Shell281 [48]	57
Figura 4.3: Elemento Combin14 [48]	58
Figura 4.4: Modello geometrico - Vista assonometrica 16	67
Figura 4.5: Modello geometrico - Vista assonometrica 2	67
Figura 4.6: Diagramma di stabilizzazione e di clustering per l'identificazione con	il
segnale del 22/07/15 [49]	70
Figura 4.7: Forme modali identificate (1° e 2°) [49]	72
Figura 4.8: Forme modali identificate (3° e 4°) [49]	72
Figura 4.9: Forme modali identificate (5° e 6°) [49]	73
Figura 4.10: Modo di vibrare n°1 - modello isotropico	76
Figura 4.11: Modo di vibrare n°2 - modello isotropico	76
Figura 4.12: Modo di vibrare n°3 - modello isotropico	77
Figura 4.13: Modo di vibrare n°4 - modello isotropico	77
Figura 4.14: Modo di vibrare n°1 - modello ortotropico	79
Figura 4.15: Modo di vibrare n°2 - modello ortotropico	79
Figura 4.16: Modo di vibrare n°3 - modello ortotropico	80
Figura 4.17: Modo di vibrare n°4 - modello ortotropico	80
Figura 4.18: Forme modali del modello con le molle	82

Tabella 1.1: Caratteristiche dei pendoli	22
Tabella 3.1: Parametri geometrici degli elementi verticali	51
Tabella 3.2: Caratteristiche meccaniche degli elementi orizzontali	54
Tabella 3.3: Proprietà meccaniche di altri elementi	54
Tabella 4.1: Sezioni componenti 1	60
Tabella 4.2: Sezioni componenti 2	61
Tabella 4.3: Sezioni componenti 3	62
Tabella 4.4: Nomenclatura componenti 1	63
Tabella 4.5: Nomenclatura componenti 2	63
	92 Pag.

Tabella 4.6: Nomenclatura componenti 3 64
Tabella 4.7: Nomenclatura componenti 465
Tabella 4.8: Nomenclatura componenti 5 66
Tabella 4.9: Nomenclatura componenti 6 66
Tabella 4.10: Valori numerici di smorzamento relativo, frequenza e forme modali
per l'identificazione con il segnale del 22/07/2015, [49]
Tabella 4.11: Valori numerici del MAC riferito alle forme identificate con il segnale
del 22/07/2015, [49]71
Tabella 4.12: Modi significativi di vibrare - modello isotropico
Tabella 4.13: Classificazione dei modi - modello isotropico
Tabella 4.14: Modi significativi di vibrare - modello ortotropico
Tabella 5.1: FE model updating 87
Tabella 5.2: Risultati numerici ottenuti per mezzo di calibrazione con selezione PL 87

## **BIBLIOGRAFIA**

- [1] Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9 Febbraio 2011.
- [2] J.M.W. Brownjohn, "Structural health monitoring of civil infrastructure," *Philosophical Transactions Of The Royal Society A-Mathematical Physical And*, 2007.
- [3] K. Worden C.R. Farrar, "An introduction to structural health monitoring," *Philos Trans A Math Phys Eng Sc*, 2007.
- [4] F. K. Chang, "A summary report of the 2nd workshop on structural health monitoring held,".
- [5] A. E., Chase, S., Inman, D. & Pines Aktan, "Monitoring and managing the health of infrastructure systems," in *Proceedings of the 2001 SPIE Conference on Health Monitoring of Highway Transportation Infrastructure.*
- [6] R. M. & Matthews Ross, "In-service structural monitoring—a state of the art review," Struct. Eng. 73, pp. 23-31.
- [7] A. Mita, "Emerging needs in Japan for health monitoring technologies in civil and building structures," in *In Proc. 2nd Int. workshop on structural health*, Stanford University, 1999.
- [8] Hudson D. E., "Dynamic tests on full-scale structures," in *In Proc. ASCE EMD Specialty Conf., UCLA*, 1997, pp. 1-39.
- [9] Rainer J. H. Dalgleish W. A., "Measurements of wind induced displacements and accelerations of a 57-storey building in Toronto," in *In Proc.3rd Colloquium Onindustrial Aerodynamics, Aachen, Building Aerodynamics*, 1978, pp. pp. 67– 78.
- [10] Ellis B. R. Littler J. D., "Interim findings from full-scale measurements at Hume Point," in J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 36, 1990, pp. pp. 1181–1190.

- [11] Bernal D., Beck J., Ventura C., Dyke S. J., "Experimental phase 2 of the structural health monitoring benchmark problem," in *In Proc. ASCE Engineering Mechanics Conference*, 2003.
- [12] Sharman R., Rao H.R., Upadhyaya S. Ghosh D., "Self-healing systems survey and synthesis," in *Decision Support System*, Buffalo, 2007.
- [13] Mita A., "Emerging needs in Japan for health monitoring technologies in civil and building structures," in *In Proc. 2nd Int. workshop on structural health monitoring*, Stanford University, 1999.
- [14] Straser E. Kiremidjian A., "A modular wireless damage monitoring system for structures," in *Report TR128, Blume Centre*, Stanford CA, 1998.
- [15] Maguire J. R, "Condition monitoring of structures: a briefing note for clients and authors," in *In Proc. Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings*, 1999, pp. pp. 279–280.
- [16] Ph.D., P.E., Farrar C. R., "New Trends in Vibration-Based Structural Health Monitoring: A Statistical Pattern Recognition Paradigm for SHM," 2006.
- [17] Anders Rytter, "Vibrational Based Inspection of Civil Engineering Structures," 1993.
- [18] Kullaa J., Functions of a Structural Health Monitoring System., 2008.
- [19] Farrar C. R., Manson G. and Park G. Worden S. K., "The Fundamental Axioms of Structural Health Monitoring," *Proceedings of the Royal Society A:*, June 2007.
- [20] Manson G. Worden K., "Structural Health Monitoring using Pattern Recognition," *New Trends in Vibration-Based SHM*, September 2008.
- [21] Giuseppe Pistone, Luca Zanotti Fragonara, Stefano Massetto & Giuseppe Abbiati Rosario Ceravolo, "Vibration-Based Monitoring and Diagnosis of Cultural Heritage: A Methodological Discussion in Three Examples,"

International journal of architectural heritage.

- [22] A. Quattrone A. De Stefano, "Structural Health Monitoring: stato dell'arte e sviluppi futuri," in *Politecnico di Torino*.
- [23] Giacinto Porco, "Monitoraggio e controllo di oper infrastrutturali," in *Controlli* innovativi per la costruzione e la manutenzione di componenti meccanici ed opere infrastrutturali, Padova, 2015.
- [24] Bello E. Casarin F., "Structural Monitoring," in Advanced Masters in Structural Analysis of Monuments and Historical Constructions, 2010.
- [25] Bello E. Casarin F., "Structural Monitoring," in Advanced Masters in Structural Analysis of Monuments and Historical Constructions, 2010.
- [26] AGISCO s.r.l. (2012, giugno) http://www.agisco.it/wpcontent/uploads/2014/10/Pendoli-Diritti-Rovesci-rel-3-giugno-2012.pdf.
- [27] AGISCO s.r.l. (2008, aprile) http://www.agisco.it/wpcontent/uploads/2013/12/InclinometroFisso-rel-01-apr-2008.pdf.
- [28] AGISCO s.r.l. http://www.agisco.it/wp-content/uploads/2013/12/Inclinometro-Parete-rel-1-apr-2008.pdf.
- [29] SIPL. http://www.soilinvestigation.com.sg/servicesgeotechnicalinstrumentation.html.
- [30] SISGEO. ww. sisgeo.com.
- [31] uniBS.it.

https://www.dinfo.unifi.it/upload/sub/laboratori/uscnd/courses/electronicanalog-systems-and-sensors/course-handouts/sensors\_mens\_accel.pdf.

- [32] ANSB001-Servizi e sistemi di acquisizione dati. www.essebiweb.it.
- [33] Matthews S. L. Ross R. M., "Discussion: in-service structural monitoring a state

of the art review," pp. 214-217, 1995.

- [34] Inaudi D., "Monitoraggio mediante sensori a fibre ottiche," in XX Convegno di Geotecnica, Parma, 1999.
- [35] Yu Y., Han B. Z., and Ou J. P. Han B. G., "Development of a wireless stress/strain measurement system integrated with pressure-sensitive nickel," 2008.
- [36] Qiao G.F. & Ou J.P., "Corrosion Monitoring of Reinforcing Steel in Cement Mortar by EIS and ENA," *Electrochimica Acta*, 2007.
- [37] P.B. Cachima, P.M.F.J. Costab A.O. Monteiroa, "Electrical properties of cementbased composites containing carbon black particles," in *5th International conference on Advanced Nano Materials*.
- [38] Man K. L., Chan W. Y. Wong K. Y., "Real-time kinematic spans the Gap GPS world," luglio 2001.
- [39] http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/osservatorio.wp.
- [40] G.De Lucia, E.Matta, A. Quattrone, L. Zanotti R. Ceravolo, "Equivalent model parameters in monitored buildings during the recent Italian sismic events," in ANIDIS, Pistoia, 2007.
- [41] Protezione Civile. http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/ran.wp.
- [42] INGV & ReLUIS, "Preliminary study of Rieti earthquake ground motion data v4,".
- [43] Gruppo di Lavoro INGV-CNT Centro Analisi Dati GPS. https://ingvterremoti.wordpress.com/2016/09/06/terremoto-in-italiacentrale-le-reti-gps-misurano-lo-spostamento-della-faglia/.
- [44] 2016 Gruppo di lavoro IREA-CNR & INGV. https://ingvterremoti.wordpress.com/2016/09/16/terremoto-in-italiacentrale-misure-dello-spostamento-del-suolo-tramite-interferometria-

97 | Pag.

satellitare/.

- [45] INGV. https://ingvterremoti.wordpress.com/2016/11/03/sequenza-sismica-initalia-centrale-scarpate-di-faglia-prodotte-dallevento-del-30-ottobre-2016/.
- [46] Emiliano Debiasi e Davide Trapani, Un'introduzione al monitoraggio sismico.
- [47] Google Maps.
- [48] Ansys. Help.
- [49] Reluis, "Report di sintesi sulle attività svolte sugli edifici monitorati dall'Osservatorio Sismico delle Strutture,".
- [50] T.-Y. Liu, M.-F. Tsai & H. Li Z. Cao, "Learning to rank: from pairwise approach to listwise approach," 2007.
- [51] Edward Snelson John Guiver, "Bayesian inference for Plackett-Luce ranking models," 2009.
- [52] The MathWorks. (2017) MATLAB Release 2017b.
- [53] Y.-X. Yuan W. Sun, "Optimization theory and Methods. Nonlinear Programming, Springer verlag," 2006.
- [54] Laura Lombardi. (2011) http://amsdottorato.unibo.it/3386/1/lombardi\_laura\_tesi.pdf.
- [55] OMEGA. www.omega engineering.it.