UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE
FACOLTÀ DI INGEGNERIA

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile-Architettura

Dinamica non regolare di torri storiche in muratura. Il caso studio della Torre degli Smeducci a San Severino Marche (MC)

The Non-Smooth Dynamics of historic masonry towers. The case study of the Smeducci's Tower in San Severino Marche (MC)

Relatore:
Prof. Ing. Francesco Clementi

Laureando:
Luca Gatto

Correlatore:
Prof. Ing. Stefano Lenci

Anno accademico: 2019/2020

INDICE

ABSTRACT **5**

INTRODUZIONE **7**

1 COSTRUZIONI IN MURATURA **9**

1.1 LA MURATURA 9

1.2 CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLA MURATURA 11

1.3 COMPORTAMENTO SISMICO DEGLI EDIFICI IN MURATURA 14

2 LE TORRI IN MURATURA **21**

2.1 COMPORTAMENTO SISMICO DELLE TORRI IN MURATURA 23

3 VULNERABILITÀ SISMICA E ANALISI **29**

3.1 RISCHIO SISMICO 30

3.2 ANALISI SISMICA DI STRUTTURE IN MURATURA 35

3.3 VULNERABILITÀ SISMICA: FASE PRELIMINARE 36

3.4 METODI DI ANALISI SISMICA 46

3.5 MODELLI NUMERICI 53

4 CASO STUDIO: LA TORRE DEGLI SMEDUCCI **59**

4.1 SISMICITÀ DEL TERRITORIO 61

4.2 LA TORRE DEGLI SMEDUCCI 63

4.3 ANALISI STORICA DEGLI INTERVENTI 65

4.4 RILIEVO DELLA TORRE 66

4.5 RILIEVO CRITICO DELLA STRUTTURA 79

5 METODO NSCD: NON SMOOTH CONTACT DYNAMIC **87**

5.1 DETERMINAZIONE DELLE LEGGI DI CONTATTO 89

5.2 DETERMINAZIONE DELL' EQUAZIONE DINAMICA 92

5.3 DISCRETIZZAZIONE TEMPORALE 93

6 IL CODICE DI CALCOLO LMGC90 95

6.1 SEMPLIFICAZIONI ADOTTATE NEL METODO NSCD 95

6.2 CREAZIONE DEL MODELLO GEOMETRICO 96

6.3 ANALISI PARAMETRICHE: SIMULAZIONI DINAMICHE DI SISMI REALI 100

6.4 RISULTATI 110

7 CONCLUSIONI 113

BIBLIOGRAFIA 115

RINGRAZIAMENTI 117

ABSTRACT

Lo studio della dinamica degli edifici storici in muratura è uno dei compiti più difficili nella dinamica strutturale, poiché questo tipo di strutture sono comunemente eterogenee, con geometrie complesse, e la cui qualità delle connessioni tra le diverse parti strutturali quali muri e piani orizzontali (che giocano un ruolo fondamentale) risulta sconosciuta.

Tuttavia, la comprensione del comportamento dinamico è fondamentale per una valutazione affidabile della vulnerabilità sismica, che è diventata sempre più importante a causa dei recenti eventi sismici (Umbria-Marche 1997–1998, Abruzzo 2009, Emilia-Romagna 2012, Marche-Lazio-Umbria-Abruzzo 2016).

In questo studio è stata analizzata la Torre degli Smeducci a San Severino Marche, in provincia di Macerata, nelle Marche. Essa, con i suoi 39 metri di altezza, rappresenta un esempio di edificio militare a torre isolata edificato in muratura storica e posto in sommità della città.

Per studiare il comportamento meccanico delle torri in muratura, vengono comunemente utilizzati metodi agli elementi finiti, che spesso includono leggi costitutive molto sofisticate che tengono conto di fasi anelastiche e del danno. Questi metodi, pur essendo molto attraenti, non si concentrano sulla possibile natura non regolare della risposta dinamica in condizioni di incipiente collasso. Per questo motivo, nel presente lavoro, la dinamica della Torre degli Smeducci viene indagata mediante un codice agli elementi distinti che implementa il metodo Non-Smooth Contact Dynamics (NSCD), le cui leggi di iterazione reciproca tra i blocchi sono regolate dalla legge di impenetrabilità di Signorini e la legge dell'attrito di Coulomb.

Le analisi parametriche sono state eseguite considerando accelerogrammi reali, secondo tutte e tre le direzioni, applicati al basamento del modello tridimensionale della torre considerando una tessitura della muratura quanto più prossima alla realtà.

INTRODUZIONE

Il patrimonio architettonico presente in Italia è in gran parte costituito da edifici costruiti in muratura storica. Se si vuole dare una definizione di "muratura", possiamo intenderla come un sistema organizzato di blocchi che, sottoposti ad un'azione dinamica (ad esempio un sisma), possono scorrere e impattare tra loro.

Essendo il nostro paese un territorio interamente soggetto a forte attività sismica, capire il comportamento di una struttura in muratura è fondamentale ai fini di salvaguardare l'intero costruito storico, che, come emerge da ogni evento sismico, risulta spesso fragile e non in grado di sopportare tali sollecitazioni.

Tuttavia, è impossibile capire il comportamento della muratura basandosi unicamente sulla letteratura tecnica; ci sono in gioco numerose variabili che nella maggior parte dei casi sono troppo caratterizzanti, frutto dei diversi modi di costruire e tradizioni locali e quindi impossibili da riassumere in un manuale.

Per garantire il loro stato di conservazione, mediante la conoscenza dell'effettivo comportamento strutturale, si ha bisogno di una maggiore ricerca riguardo la modellazione meccanica delle strutture murarie antiche.

Ancora non si dispone, nonostante i progressi nell'ambito della meccanica delle strutture, di un modello teorico che ci possa restituire con chiarezza l'effettivo comportamento delle murature e le metodologie di calcolo da adottare.

Prendendo la Torre degli Smeducci di San Severino Marche (MC) come caso studio, tenendo a mente queste considerazioni generali, si è voluto studiare il comportamento dinamico di un edificio esistente in muratura, mediante un'analisi dinamica non lineare: in questo caso si è adottato il Non-Smooth Contact Dynamics (NSCD), col quale si tratta la muratura come un insieme di blocchi soggetti a scorrimenti, impatti e cadute libere.

La ricostruzione geometrica è stata fatta tenendosi il più possibile vicino allo stato di fatto della costruzione evitando forme dei blocchi eccessivamente irregolari, che avrebbero potuto causare problemi di implementazione nel codice di calcolo. Si è

costruito quindi un modello ad una cortina muraria formato da 53 043 blocchi, la cui tessitura fosse il più possibile fedele alla realtà.
Con il codice di calcolo LMGC90, che implementa il metodo Non-Smooth Contact Dynamics, si è cercato di studiare il comportamento della torre applicando un sisma reale, riconducibile alla sequenza sismica del 2016 che interessò Marche, Umbria, Lazio e Abruzzo. In particolare, si è cercato di analizzare quali meccanismi di danno e collasso si attivassero durante l'azione sismica, in funzione della tessitura muraria, della dimensione della conformazione e della tessitura dell'intera struttura muraria: in una parola, della "stereotomia" delle compagini murarie.
Il lavoro svolto è articolato in sette capitoli:
Nel **primo capitolo** vengono messe in luce le caratteristiche meccaniche peculiari della muratura.

Nel **secondo capitolo** si introduce la tipologia costruttiva della Torre, sia in termini storici, che relativi al comportamento sismico.

Nel **terzo capitolo** si descrive lo studio della vulnerabilità sismica delle strutture in muratura in Italia; usufruendo delle normative cogenti si delineano i diversi approcci di analisi sismica e i metodi numerici che posso essere adottati.

Nel **quarto capitolo** viene descritto il caso studio, ovvero la Torre degli Smeducci, partendo da un'analisi della sismicità del territorio, passando per un'analisi storica dell'edificio, per poi concludere con un rilievo completo della torre, geometrico e critico.

Nel **quinto capitolo** si descrive la teoria posta alla base del metodo Non-Smooth Contact Dynamics.

Il **sesto capitolo** descrive l'analisi vera e propria eseguita sulla torre, mediante l'utilizzo del metodo NSCD applicato con il software LMGC90, definendo i vari parametri numerici del modello e dell'azione sismica.

Il **settimo capitolo** è riservato alle conclusioni, da cui emergono i punti salienti della ricerca, in riferimento ai risultati ottenuti.

1 COSTRUZIONI IN MURATURA

Gli edifici in muratura rappresentano la tipologia costruttiva più diffusa dell'intero patrimonio edilizio del nostro Paese e, per buona parte dei casi, identificano manufatti di straordinario valore storico, architettonico e artistico.
Risulta quindi di fondamentale importanza preservare e salvaguardare questa ricchezza, tanto magnifica quanto fragile, in quanto questa particolare tipologia, sia essa risalente a epoche più remote come ad esempio quella Romana, sia essa risalente a tempi più recenti come il secolo scorso, non è il risultato di un progetto frutto della Scienza e della Tecnica delle costruzioni, ma è figlia regole empiriche tramandate nei secoli da architetti e maestranze: le cosiddette "regole dell'arte".
Ogni volta che si deve intervenire su queste strutture si si imbatte in numerosi problemi dovuti all'incertezza legata all'identificazione della particolare tipologia muraria e alle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono.
La conservazione di questa tipologia costruttiva ha avuto un maggiore interesse specialmente dopo gli ultimi eventi sismici catastrofici che ha visto la muratura come protagonista. È stata quindi riportata l'attenzione sulla necessità di disporre metodi e strumenti teorici che permettano di eseguire in maniera efficace l'analisi strutturale delle costruzioni in muratura.

1.1 LA MURATURA

Il termine "muratura" sta a indicare l'aggregato di malta e di elementi di grosse dimensioni, naturali o artificiali, di forma più o meno regolare. Tale materiale era ben noto fin dall'antichità e disponibile in svariate tipologie in funzione delle disponibilità economiche della committenza e delle tradizioni edilizie locali.
Infatti, le modalità costruttive e i materiali impiegati variano di zona in zona; si può facilmente riscontrare, infatti, la presenza nelle zone montane di muretti a secco, al

centro apparati murari formati da pietre in laterizio o travertino, al sud in tufo e pietre calcaree.
Questa varietà di materiali, unita alle caratteristiche geometriche della costruzione, va a caratterizzare il comportamento strutturale e la resistenza dell'edificio, qualora sia sottoposto a sollecitazioni, in particolare alle azioni sismiche.
Un altro fattore da considerare riguarda le modalità della posa in opera durante la fase realizzativa dell'edificio. Queste modalità erano guidate, come già detto, dal rispetto delle regole dell'arte: il rispetto di questi criteri promuoveva la buona qualità della costruzione, sia in termini di resistenza meccanica, che in termini di isolamento termico e acustico.
Nonostante ciò la muratura presenta intrinsecamente degli svantaggi, come ad esempio la scarsa resistenza alle azioni orizzontali a causa dell'assenza del cosiddetto "comportamento scatolare", garantito dal buon collegamento tra i muri maestri e le orditure orizzontali; ciò è dovuto anche dalla disposizione e dai limiti dimensionali delle aperture e dall'altezza dell'edificio e numero di piani.

La muratura può essere classificata secondo:

- **Funzione** (muri maestri o portanti, muri di tamponamento, divisori)
- **Posizione** (muri di fondazione, muri in elevazione)
- **Materiali** (pietra da taglio, conci irregolari, tufo, laterizi, misti di pietrame cls e laterizi, cls semplice o armato, in elementi prefabbricati)
- **Tecniche costruttive** (muri a secco, muri con malte, muri di getto)

Costruire seguendo le regole dell'arte è molto importante, soprattutto se si considera la disposizione dei blocchi che compongono la tessitura muraria, la quale deve essere il più possibile regolare, con elementi ben squadrati, giunti sottili e con spessore costante, adeguatamente sfalsati per aumentare l'ammorzamento.
Ovviamente, nella maggior parte dei casi, la muratura presenta delle criticità evidenti; uno dei difetti più diffusi è la presenza delle cosiddette "murature a sacco", caratterizzate dalla presenza di due orditure di mattoni ai lati esterni e un riempimento di varia natura e spesso di scarsa qualità.
È proprio la presenza di strutture di questo tipo che crea delle criticità rappresentate soprattutto dal fatto che la parete a sacco, non essendo composta da un unico

paramento regolarmente costruito, non risulta essere “monolitico”, ovvero, qualora sia sottoposto a sollecitazioni, è più facile che si fessuri.
È dunque di fondamentale importanza, durante la fase di rilievo, indagare a fondo sulla tipologia muraria, in modo da provvedere a progettare interventi atti al miglioramento sismico della costruzione.

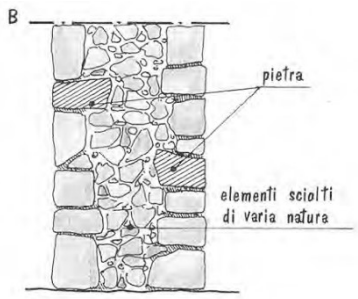


Fig.1.1_muro a sacco.

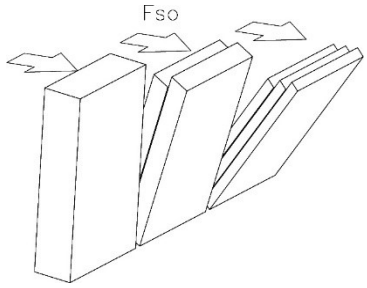


Fig.1.2_ribaltamento di un muro monolitico, a doppio, a triplo paramento.

1.2 CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLA MURATURA

La determinazione delle caratteristiche meccaniche della muratura risulta alquanto complessa, sebbene essa sia formata da due componenti semplici, ovvero malta ed elementi rigidi. Ciò deriva essenzialmente dalla diversa risposta che si ottiene lungo le diverse direzioni di sollecitazione di un paramento murario.
Sostanzialmente le caratteristiche meccaniche peculiari della muratura sono:

- **Disomogeneità**, forte differenza di caratteristiche meccaniche tra i materiali costituenti la muratura;
- **Anisotropia**, il comportamento meccanico è funzione della direzione di sollecitazione, ciò deriva essenzialmente dalla forma e dalle proporzioni degli elementi, dalla loro disposizione e dalla eventuale presenza di discontinuità muraria;
- **Asimmetria**, diversa risposta nei confronti di sollecitazioni di compressione/trazione;
- **Non linearità del legame sforzi/deformazioni**.

La valutazione delle caratteristiche meccaniche della muratura non è di facile determinazione, in quanto sono molteplici i fattori che ne governano il comportamento: la natura dei materiali, la geometria dei componenti e la qualità della posa in opera.

Per quanto riguarda la natura dei materiali, si ha, ovviamente, un diverso comportamento meccanico, il quale comporta una differenza nel rapporto sforzo/deformazione di malta, mattone e muratura in generale; la malta tende, a parità di sforzo, a deformarsi di più dell'elemento lapideo. Si avrà come risulta globale che la muratura abbia una risposta intermedia tra i due valori degli elementi che la costituiscono.

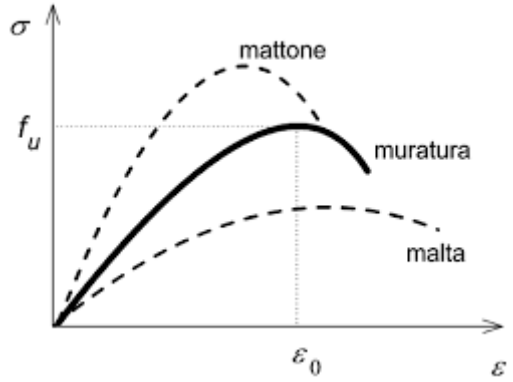


Fig. 1.3_ rapporto sforzo/deformazione di malta, mattone, muratura

Considerando invece l'asimmetria tra la risposta a trazione e quella a compressione, emerge che la resistenza della muratura risulta molto più efficace in presenza di sollecitazioni di compressione.

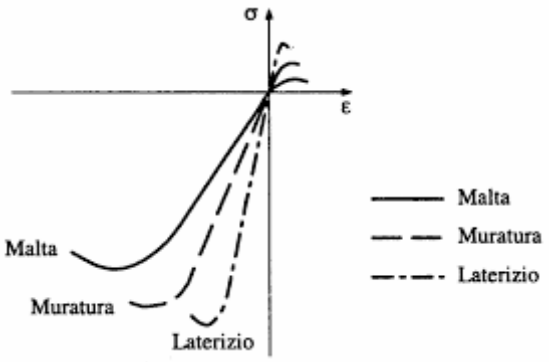


Fig. 1.4_asimmetria tra trazione (+) e compressione (-)

Cercando di riassumere, si può sostenere che la qualità delle murature dipende strettamente dalla rispondenza o meno della regola dell'arte.

Essa può essere sintetizzata nei seguenti punti:

- Regolarità dei corsi orizzontali;
- Non allineamento dei giunti verticali;
- Giunti di malta sottili;
- Verticalità della muratura;
- Presenza di diatoni e ortostati
- Buona qualità dei blocchi e della malta
- Buona squadratura dei blocchi.

Essendo molto difficile il rilevamento e la determinazione precisa delle caratteristiche meccaniche di un paramento murario (soprattutto se particolarmente antico e quindi privo di un progetto prestabilito), le cogenti Norme Tecniche per le costruzioni, le NTC '18, presentano, a seguito di numerose campagne sperimentali fatte intervenendo sulle tipologie di muratura più diffuse, una classificazione delle stesse, in riferimento ai principali risultati, organizzati secondo i seguenti parametri e relativi coefficienti correttivi:

Tipologia di muratura	f (N/mm²)	τ_0 (N/mm²)	f_{v0} (N/mm²)	E (N/mm²)	G (N/mm²)	w (kN/m³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es,: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione fpuò essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

Fig. 1.5_Tabella 8.5.I (NTC '18)_Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: **f** = resistenza media a compressione, F**0** = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacita, nel §C8.7.1.3), **fv0** = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacita, nel §C8.7.1.3), **E** = valore medio del modulo di elasticità normale, **G** = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, **w** = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es,: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

(**) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0.35}$ (f_m in N/mm²).

(****) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

Fig 1.6_Tabella 8.5.II (NTC'18)_Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

1.3 COMPORTAMENTO SISMICO DEGLI EDIFICI IN MURATURA

Il comportamento della parete muraria è fortemente influenzato, come già detto, dal comportamento dei suoi materiali componenti, dalla sua geometria, dalla disposizione degli stessi al suo interno, dalla diversa rigidezza che ha la malta dei giunti orizzontali rispetto a quelli verticali.

Ciò comporta una forte difficoltà durante la fase di comprensione e modellazione delle sue caratteristiche meccaniche, che, insieme alle condizioni di vincolo presenti, condizionano la valutazione della sicurezza.

Analizzando globalmente una struttura muraria, emerge come la propria resistenza sia funzione del "comportamento scatolare", ottenuto mediante la totale collaborazione e connessione di tutti gli elementi che la compongono.

Come primo aspetto, quindi, si deve verificare la buona qualità delle connessioni non solo tra le pareti verticali, tradotta in un buon ammorsamento, ma anche tra esse e gli orizzontamenti di piano e di copertura.

Con l'irrigidimento dei solai di interpiano e copertura si otterrà una migliore distribuzione delle azioni orizzontali lungo la struttura, conferendo all'edificio un comportamento più omogeneo durante il sisma. Questo aspetto dovrà essere combinato, come già detto, con un buon collegamento tra essi e le pareti verticali.
Nel caso in cui non si hanno tali caratteristiche e quindi che gli elementi strutturali semplici, quali muri, solai e coperture, non sono ben collegati tra loro, otterremo una assenza di comportamento globale della struttura, con la conseguente attivazione dei cosiddetti "meccanismi di danno locali".
È giusto quindi parlare di meccanismo globale solo dopo avere scongiurato quelli locali.
Prendendo in considerazione una parete muraria, la si può scomporre in un insieme di pannelli verticali e orizzontali che collaborano tra loro: **i maschi murari** e le **fasce di piano**.

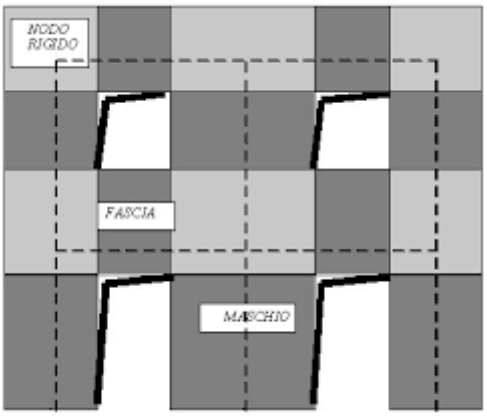


Fig. 1.7_Maschi murari e fasce di piano

I maschi murari sono le porzioni verticali di muro localizzate tra due aperture e sono caratterizzati da tre possibili meccanismi di collasso:

- Pressoflessione, in cui si manifesta da un lato uno schiacciamento della zona compressa e dall'altro un allontanamento dalla zona d'appoggio per scarsa resistenza a trazione;
- Taglio, in cui si hanno fessure diagonali sul pannello;
- Taglio, in cui si hanno fessure sub orizzontali a causa di bassi livelli di carico verticale e attrito.

Considerando il diagramma forza/spostamento, emerge un andamento fortemente non lineare ad esclusione di un breve tratto iniziale, sia nel caso di una rottura per pressoflessione, sia nel caso di una rottura per taglio. Da notare come nel secondo caso il ciclo isteretico occupa un'area maggiore; ciò testimonia, quindi, una maggiore dissipazione di energia rispetto al caso della Pressoflessione.

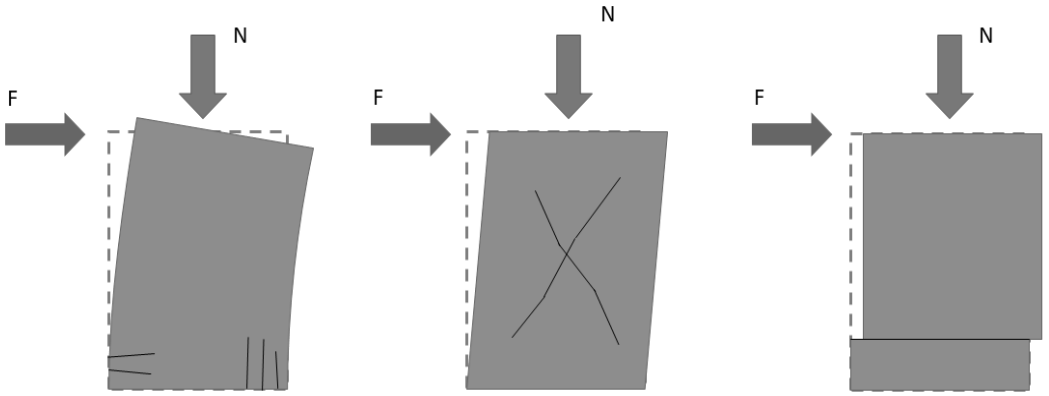


Fig. 1.8_Rottura per Pressoflessione, Taglio (fessurazione diagonale), Taglio (scorrimento)

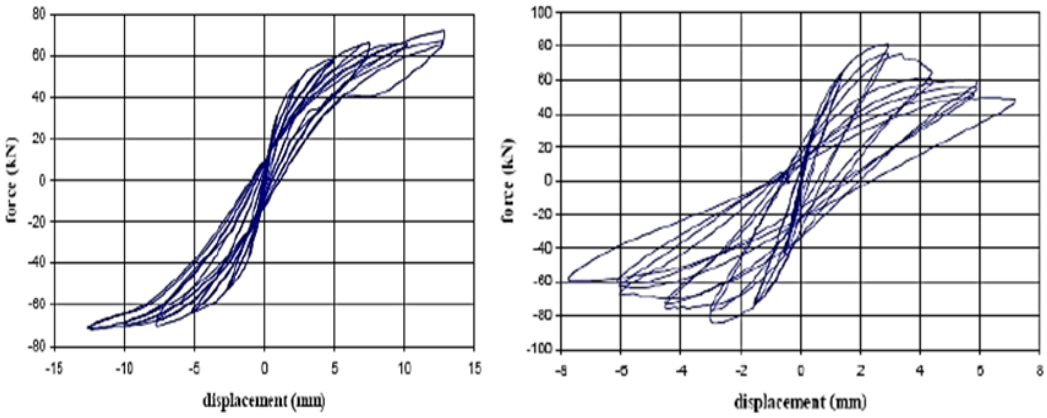


Fig. 1.9_ Curve forza/spostamento per Pressoflessione e Taglio

Le fasce di piano, invece, sono le porzioni di muro orizzontali delimitate da due aperture. Sono le parti staticamente più scariche e sorrette in basso da un elemento di trasferimento laterale del carico (architrave o piattabanda). Hanno tuttavia un compito molto importante, poiché sono gli unici punti di accoppiamento tra due maschi murari.

Questo accoppiamento determina la resistenza del pannello murario durante il sisma; la sollecitazione che entra in gioco è la Compressione.

L'accoppiamento dei maschi può essere ulteriormente migliorato se la fascia di piano interessata gode di resistenza a flessione: ciò è possibile solo con la presenza di elementi resistenti a trazione posti in corrispondenza di esse, come, ad esempio, catene metalliche o cordoli.

In tali condizioni i meccanismi di collasso delle fasce sono:

- Per Compressione eccessiva del puntone inclinato;
- Per Taglio.

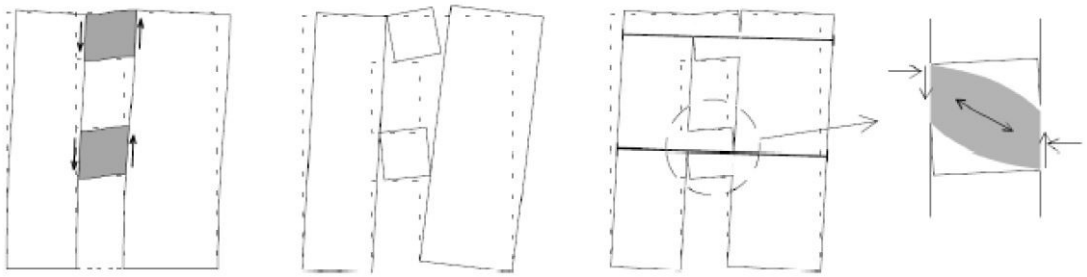


Fig. 1.10_ Meccanismo di rottura delle fasce di piano

Generalmente il comportamento di un edificio in muratura durante un sisma non risulta chiaro; proprio per questo motivo si ricorre a un'analisi per macroelementi, ossia porzioni di muratura che durante un evento sismico reagiscono in maniera omogenea. Dopo aver individuati questi macroelementi, i meccanismi ce li caratterizzano possono essere classificati secondo due categorie:

- **Meccanismi di I modo**, comportamento flessionale o ribaltamento fuori dal piano;
- **Meccanismi di II modo**, comportamento a taglio nel piano.

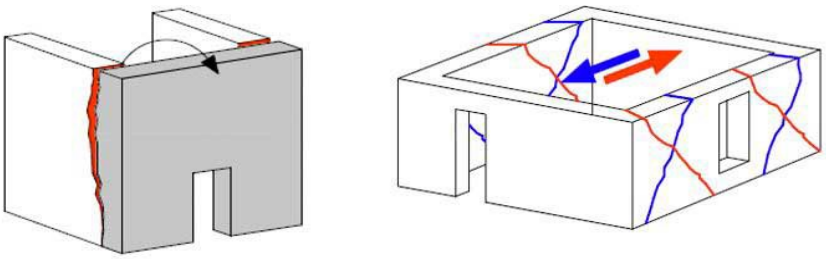


Fig. 1.11_Meccanismi di I (sx) e II modo (dx)

I meccanismi di I modo sono caratterizzati dal ribaltamento della parete fuori dal piano, in quanto si ha un'azione sismica ortogonale alla parete interessata.
Ciò che ostacola tale meccanismo è le condizioni al contorno presenti, come, ad esempio, il buon ammorsamento agli angoli o la presenza di vincoli resistenti a trazione come cordoli o catene
Nel caso di mancata efficacia o assenza di tali condizioni, si ha l'attivazione di tale meccanismo, il quale può essere suddiviso in quattro tipologie:

- Ribaltamento semplice;
- Ribaltamento composto;
- Flessione verticale;
- Flessione orizzontale.

Il caso del ribaltamento semplice descrive la situazione più frequente e pericolosa. Questo si manifesta se non vi sono le condizioni di vincolo al contorno e presenta lesioni verticali in corrispondenza degli angoli di ammorsamento delle pareti, con un fuori piombo della parete che tende a ribaltarsi e lo sfilamento delle travi del solaio.
Il ribaltamento può interessare l'intera facciata o parti di essa: ciò, come già detto, dipende dai vincoli.

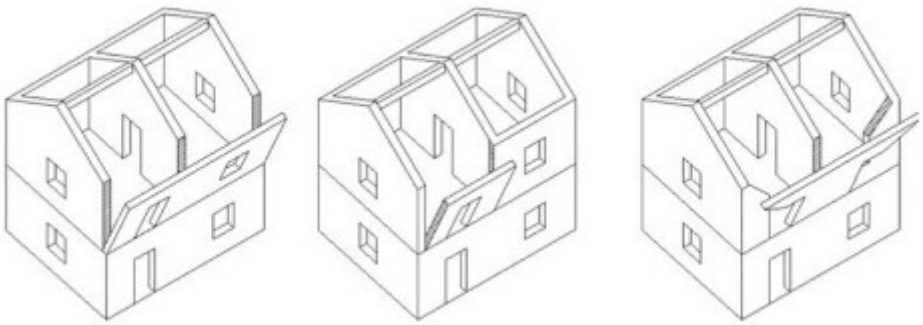


Fig. 1.12_ Esempi di ribaltamento semplice

Nel caso del ribaltamento composto si hanno le stesse caratteristiche di quello semplice con la peculiarità di presentare un buon ammorsamento agli angoli con la parete ortogonale. Ciò sarà la causa del distaccamento di una porzione di muratura a forma di un cuneo della parete ortogonale, che si ribalterà insieme alla prima parete.

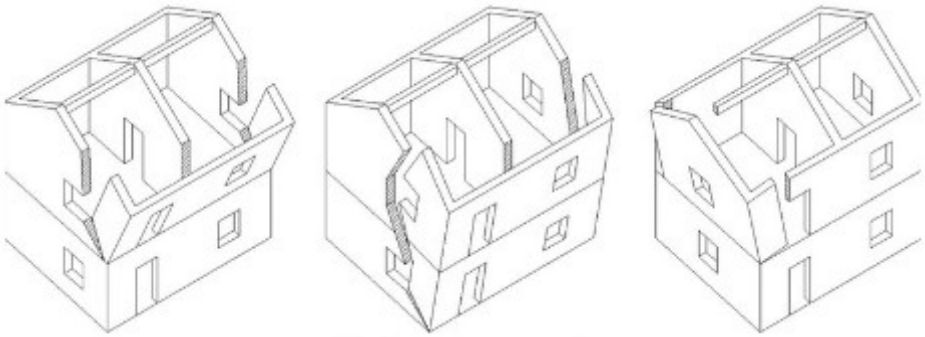


Fig. 1.13_Esempi di ribaltamento composto

Con la flessione verticale si ha la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale e la suddivisione della parete in due blocchi che ruotano intorno ad essa. Ciò avviene solo quando si ha la parete efficacemente vincolata solo in sommità per la presenza di catene o cordoli, ma non nella parte intermedia.

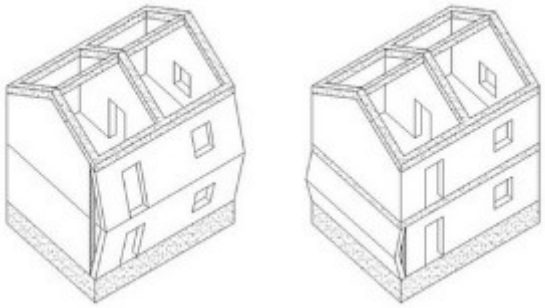


Fig. 1.14_esempi di flessione verticale

Il meccanismo di flessione orizzontale si verifica quando si ha una buona connessione tra la parete interessata dal cinematismo e quelle ortogonali, ma senza nessun vincolo con la copertura. Si viene a creare, quindi, durante un'azione sismica orizzontale, la formazione di un arco orizzontale a tre cerniere: due in corrispondenza degli angoli, la terza nella zona intermedia.

Il cinematismo quindi si manifesta con l'espulsione di parti cuneiformi di muratura, la quale cede per schiacciamento; la sua attivazione può essere favorita da dalla presenza localizzata di azioni spingenti e accelerata dalla presenza di vuoti che indeboliscono la sezione muraria, come canne fumarie o aperture allineate.

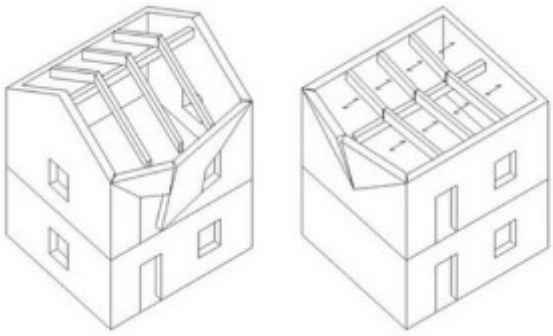


Fig. 1.15_esempi di flessione orizzontale

I meccanismi di II modo sono tipici del comportamento di rottura per taglio, in cui si evidenzia la formazione di lesioni a croce di S. Andrea, le famose lesioni diagonali a X, generalmente situate nelle parti di muratura comprese tra due aperture.

Fig. 1.16_ Lesioni diagonali a X per azioni di Taglio

2 LE TORRI IN MURATURA

Nel corso della Storia delle civiltà che si sono susseguite nella nostra penisola, l'architettura generalmente rappresenta l'impronta più importante e più longeva che possa testimoniare lo status economico, sociale e civile.

Nel Medioevo, all'incirca a cavallo tra il X e XI secolo, si incontra una maggiore predilezione nel costruire edifici e monumenti che avessero l'ambizione sfruttare al massimo una delle tre dimensioni, ovvero l'altezza. Ciò, in tempi poco successivi, porterà alla nascita del famoso stile Gotico, che, con i suoi archi rampanti, a sesto acuto e le sue guglie, portarono le altezze delle cattedrali del nord Europa ad altezze veramente importanti, come, ad esempio, i 96 m della sfortunata Cattedrale di Notre Dame a Parigi, protagonista dell'incendio dell'aprile del 2019, o i 157 m del Duomo di Colonia, in Germania e infine i 108 m del Duomo di Milano.

Concentrandoci, però, sulla snellezza (rapporto tra altezza e base) di una costruzione, è ovvio che questa è caratteristica intrinseca delle costruzioni cosiddette "a Torre".

Il termine "torre" deriva dal greco *tyrris* e latino *turris* e indica qualsiasi costruzione che abbia una prevalenza della dimensione verticale rispetto quella orizzontale. Questa definizione è del tutto generale, in quanto le torri, nel corso degli anni, hanno assunto molteplici compiti e significati.

Sicuramente, tra i più remoti compiti della torre, c'è sicuramente quello di osservazione e difesa; le torri venivano costruite su punti strategici e permettevano, con la loro altezza, di avere un punto di osservazione ad ampio raggio su tutto il territorio circostante e quindi prevedere e difendersi dagli attacchi nemici.

Ma la torre, distinguendosi dalle altre costruzioni, prese subito anche un carattere monumentale; ecco quindi la costruzione di Torri nei centri città, le quali, tutt'ora, svolgono un ruolo identificativo chiave del paese o città che la ospita. Alcuni, tra gli esempi più famosi, la torre del Campanile di Giotto a Firenze, la Torre degli Asinelli a Bologna o le torri di San Gimignano.

Queste ultime, costruite tutte da ricche famiglie locali, assunsero all'epoca, oltre il ruolo sempre difensivo e di rifugio, il valore diretto della ricchezza della Casata che le costruiva.

Fig. 2.1_San Gimignano, la città delle torri

Le torri in muratura costruite in Italia dal Medioevo fino al XX secolo, preso atto delle varie accezioni stilistiche che si sono distinte nel tempo e nei luoghi, presentano tutte le stesse caratteristiche, come la suddivisione dell'edificio in basamento, corpo centrale e cella campanaria in sommità.

Essendo l'altezza la caratteristica principale, essa è anche causa di problemi legati alla resistenza strutturale, in quanto si ha un baricentro sensibilmente spostato verso l'alto, il quale può essere causa di possibili cedimenti, amplificatore delle azioni orizzontali, rappresentando un rischio per la stabilità e l'integrità con stati di sollecitazione veramente elevati. L'integrità fisica di una torre è un fattore molto importante che viene intaccato dall' invecchiamento e dal degrado della struttura muraria, per questo la manutenzione e il controllo della statica del monumento costituiscono elementi fondamentali per garantire il normale esercizio della struttura nel corso della sua vita utile. Bisogna quindi trovare un metodo di studio per poter intervenire con efficacia sullo studio delle condizioni statiche in un primo momento e il comportamento dinamico in un secondo, consentendo di preservare nel tempo questi monumenti divenuti simbolo dell'eredità culturale del passato.

2.1 COMPORTAMENTO SISMICO DELLE TORRI IN MURATURA

Lo sviluppo verticale, oltre a essere caratteristica peculiare delle torri in muratura, è la causa di un'elevata vulnerabilità alle azioni dinamiche come quelli di un sisma, del vento, ma anche delle vibrazioni del traffico e delle campane presenti nella cella in alto.

Inoltre, il valore, spesso elevato, dei carichi verticali, può condurre alla formazione di fenomeni fessurativi o a cedimenti del terreno di fondazione, ovvero a fenomeni che aumento il degrado strutturale e l'instabilità, dovuta spesso all'inclinazione della torre.

I fattori specifici che vanno quindi a influenzare il comportamento sismico di questa tipologia sono: la snellezza della struttura, il grado di ammorsamento delle pareti, l'eventuale presenza di strutture adiacenti in grado di fornire un vincolo orizzontale, la presenza di elementi architettonici snelli (merli, vele, guglie) in sommità.

Snellezza e ammorsamento sono parametri che si influenzano tra loro e fanno sì che la torre si comporti in una certa maniera contro in fase sollecitante: l'ammorsamento tra le pareti, infatti, crea una situazione strutturale la quale garantisce che la torre intera si comporti come una mensola incastrata alla base, con una rigidezza associata all'intera sezione muraria e non come un insieme di pareti distinte.

Si ricorda che un buon ammorsamento può essere garantito verificando la tessitura dei cantonali, la presenza di cerchiature o catene metalliche, orizzontamenti ben collegati alle pareti. Si valuta inoltre l'eventuale entità di una spinta orizzontale per la presenza di volte o coperture spingenti in generale.

La presenza di vincoli orizzontali alla base, come gli edifici di altezza minore rispetto alle torri è una tipologia che possiamo incontrare con alte probabilità. In questi casi si hanno dei mutamenti sostanziali del comportamento della struttura a torre, in quanto, mentre da un lato la presenza di edifici adiacenti alla base della stessa diminuiscono la snellezza della torre, dall'altro si creano delle zone di concentrazione degli sforzi, i quali posso portare anche a danni significativi. Si ricorda che, in questi casi, la verifica va valutata dalla quota di stacco, tenendo conto di tutte le direzioni dell'azione sismica e dei modi di danno che posso attivarsi.

Un'altra parte oggetto di studio non può che essere la parte sommitale della torre, ovvero la cella campanaria. Questa risulta essere la porzione di struttura più debole, sia perché, essendo la parte più alta gode di un piccolissimo carico verticale

stabilizzante corrispondente al peso proprio, sia per la presenza di ampie aperture o aggetti snelli come merli, vele o guglie, le quali sono facili vittime di rotture per taglio da scorrimento.
Anche la presenza di aperture sparse lungo tutto il corpo della torre va a influenzarne sostanzialmente il comportamento sismico.
Un ulteriore fattore è il terreno da fondazione: tanto più esso si discosta dalla condizione di suolo rigido, tanto più si avrà un'amplificazione dell'azione sismica. È un aspetto fondamentale quindi studiare l'interazione terreno/struttura per determinare risultati il più possibile attendibili.
Un ultimo aspetto riguarda le variazioni termiche, le quali sono causa, soprattutto nella facciata esposta a sud, di fessure verticali, la cui presenza incide in maniera spesso determinante sulla risposta sismica, in quanto costituiscono spesso un punto di debolezza per l'innesco e la propagazione di un quadro fessurativo più ampio.
Ciò è riconducibile anche a un'altra causa: la discontinuità strutturale, risultato di differenti fasi costruttive o interventi successivi, i quali possono portare a un sostanziale cambiamento del comportamento della torre.
Tutti questi aspetti che determinano il comportamento di una struttura possono essere studiati nel caso delle torri con un livello di dettaglio molto alto, in quanto questa tipologia gode di una semplicità costruttiva e geometrica evidente. Ciò ci permette di studiare il suo comportamento con analisi anche più complesse di quelle lineari; con un'analisi dinamica, infatti, si può comprendere al meglio gli aspetti di amplificazione del moto sopra elencati.

Cerchiamo ora di porre l'attenzione sulla morfologia e sulle tecnologie costruttive che caratterizzano le torri campanarie in muratura storica.
Al fine di semplificare l'analisi per questa classe campanaria viene identificata come un unico macroelemento, le cui tipologie architettoniche possono essere:

- Torre isolata;
- Torre addossata a un'altra costruzione;
- Torre sovrapposta a un edificio.

La presenza di un edificio addossato alla torre influenza, come già detto, in maniera significativa il suo comportamento insieme alle altre cause legate alla tecnologia costruttiva impiegata.
Riguardo quest'ultima, se ne possono riconoscere essenzialmente due:

- Muratura piena;
- Muratura a sacco.

La muratura a sacco è frequentemente usata nei casi in cui, a causa dell'elevata mole e peso della torre, servono alla base spessori molto elevati, anche sopra al metro.
I campanili possono essere suddivisi in sub-macroelementi, quali:

- Fondazione;
- Basamento;
- Tronco centrale;
- Cella campanaria;
- Cuspide e pinnacoli.

Da notare poi la presenza di alcuni elementi che influenzano negativamente o positivamente il comportamento strutturale, come:

- Diaframmi orizzontali come solai o volte
- Collegamenti verticali
- Campane e eventuali telai lignei di sostegno.

Queste ultime giocano un ruolo fondamentale in quanto sollecitano con il loro movimento la cella campanaria; per questo motivo è di grande importanza analizzare il comportamento del loro telaio di sostegno, il quale può essere favorevole o sfavorevole (fenomeno del Colpo d'Ariete) alla sicurezza delle pareti laterali.
Da quanto esposto si deduce facilmente come l'analisi critica dello stato di fatto sia di notevolissima importanza: la conoscenza della struttura dal punto di vista geometrico e dei materiali è premessa indispensabile per evitare interventi che, lungi dal migliorare la situazione strutturale, la peggiorino andando a concentrare sforzi e domanda di spostamenti in una sezione piuttosto che un'altra. Queste strutture infatti non si prestano per una definizione univoca delle sezioni critiche, infatti è necessario analizzare la struttura nel suo complesso identificando i minimi valori dei moltiplicatori delle azioni

che conducono alla formazione di vari potenziali e probabili meccanismi, intendendosi, con questa parola, una qualsiasi labilità.
Riguardo proprio alle tipologie di meccanismi di danno caratteristici delle torri isolate, il Prof. F. Doglioni dello I.U.A.V. di Venezia ne individua sei:

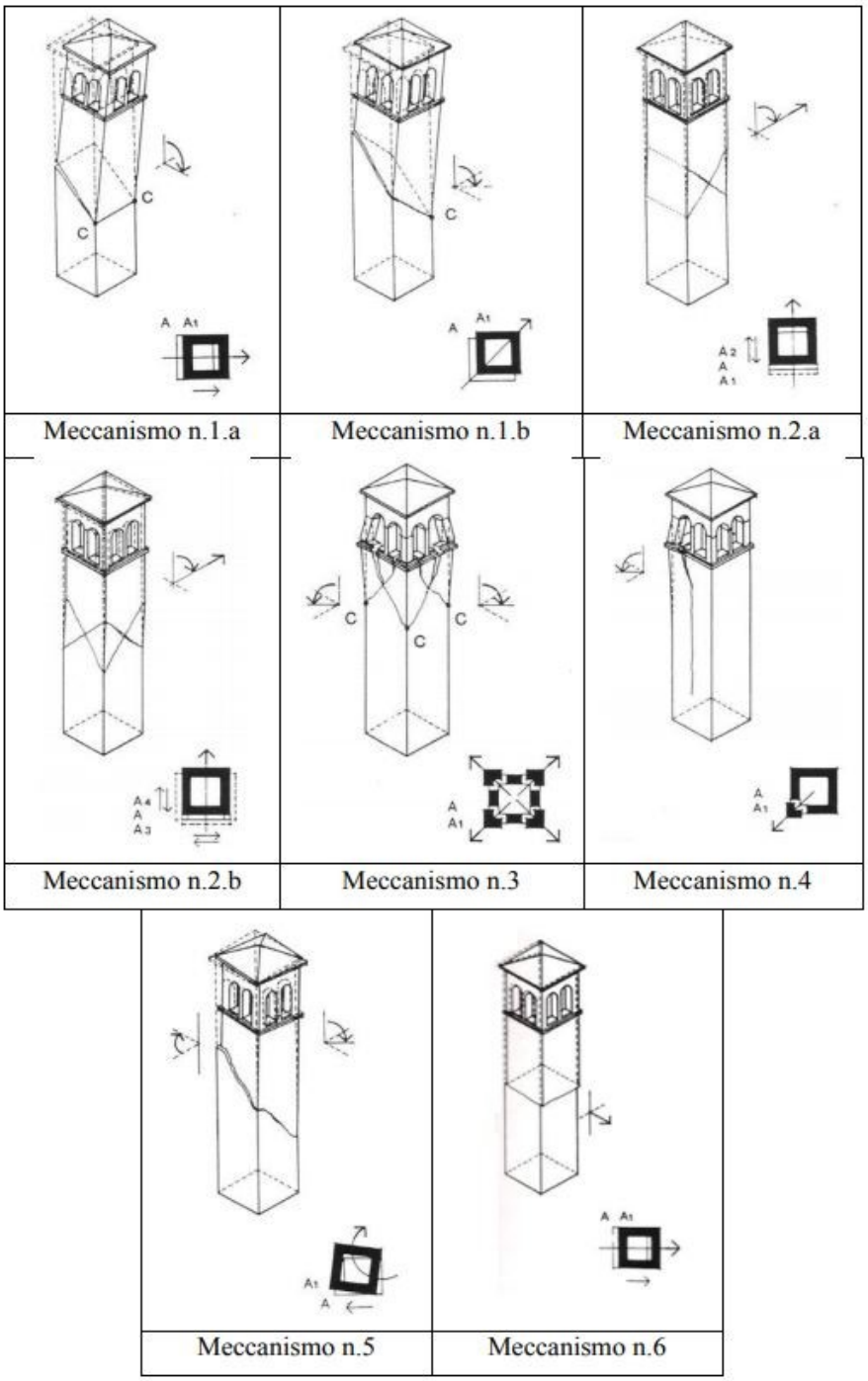
- rotazione verso l'esterno della parete superiore (del tronco) della torre campanaria dovuta ad azioni di fuori piano, con formazione di una cerniera cilindrica ad asse orizzontale o di cerniera sferica in corrispondenza di un punto o di uno spigolo, meccanismo n.1.a e 1.b;
- traslazione della parete superiore del tronco della torre campanaria, seguita da rotazione della stessa, meccanismo n. 2.a e 2.b;
- rotazione verso l'esterno di "ambiti di angolata" attorno ad un punto di cerniera formatosi sull'angolata della stessa, all'estremo inferiore della parte interessata dal meccanismo, meccanismo n. 3;
- rotazione verso l'esterno di una o più angolate con asse di rotazione orizzontale parallelo al lato o alla diagonale, meccanismo n. 4;
- rotazione della parte superiore (del tronco) della torre, risultante dalla combinazione di una rotazione intorno ad un asse verticale e di una rotazione intorno ad un asse orizzontale, meccanismo n. 5;
- traslazione della parte superiore della torre, meccanismo n. 6.

A ciascun cinematismo descritto corrisponde un quadro fessurativo collegato.
Nei meccanismi 1.a e 1.b l'energia dissipata avviene secondo i meccanismi di I modo e l'evoluzione del danno risulta complessa in quanto ad ogni oscillazione la struttura danneggiata risulta cambiata. Numerosi sono i campanili che in seguito ad eventi sismici crollano o vengono demoliti perché pericolanti e successivamente ricostruiti.
Il caso di lesioni a Y e lesioni diagonali è tipico di campanili addossati ad un edificio. Infatti, durante l'evento sismico, la torre campanaria oscilla in due direzioni opposte quindi si formano due fratture inclinate ortogonali alle due direzioni di trazione ciò infatti accade se sussiste una zona di contatto tra l'edificio e il campanile la quale si comporta come un appoggio attorno a cui ruota con asse orizzontale la struttura snella in elevazione.
Il meccanismo 5, rappresentato da lesioni dovute alla combinazione tra rotazione attorno ad un asse verticale e rotazione attorno ad un asse orizzontale, si manifesta con

un tipo di danno caratterizzato da lesioni ad andamento obliquo lungo i quattro lati della torre.

Nelle torri campanarie isolate, i danni sono principalmente dovuti al meccanismo 2, quindi lesioni di tipo a X e fenomeno delle dislocazioni per roto-traslazione.

Fig.



2.2_Meccanismi di danno delle torri isolate

Una situazione singolare la ricopre la cella campanaria: essa, infatti, presenta delle ampie aperture che consentono ai piedritti di lavorare come una sezione accoppiata in caso di sollecitazioni orizzontali. In pratica è soggetta a meccanismi simili a quelli di un telaio in calcestruzzo armato, che in fase di crisi simica, presenta traslazione o rototraslazione dei piedritti, traslazione o rototraslazione dei piedritti con rottura a taglio del traverso superiore, rototraslazione verso l'esterno di ambiti murari alla base dei piedritti.

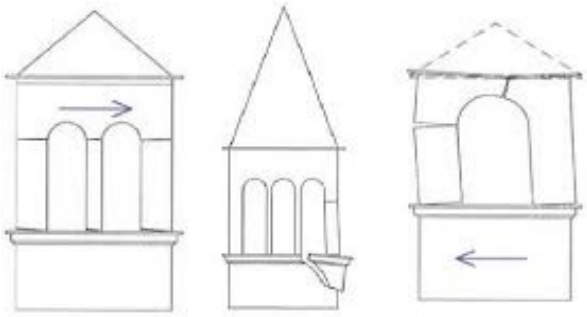


Fig. 2.3_ Meccanismi di rottura delle celle campanarie

3 VULNERABILITÀ SISMICA E ANALISI

Per vulnerabilità sismica si intende la predisposizione di un edificio a danneggiarsi in caso di sisma. A livello pratico può essere considerata come una stima del danno atteso dalla struttura una volta che viene colpita da un'azione sismica.

La valutazione della vulnerabilità sismica è un passo fondamentale, soprattutto se si considera che la nostra Penisola è considerata globalmente una zona sismica dal 2008. Attualmente risulta essere un dato di fatto considerare il territorio italiano interamente sismico, ma ciò deriva da anni di continue evoluzioni legislative, tra i quali si nota un punto di svolta dopo i terremoti registrati in Friuli nel 1976, Irpinia nel 1980. Da qui si ha una prima mappatura del territorio sismico italiano (D. MLP del 14/07/1984), la quale verrà continuamente aggiornata nel 2003 (Ordinanza PCM n. 3274 del 20/03/2003), fino ad arrivare alla fase attuale con la mappatura elaborata dall'INGV nell'aprile del 2004.

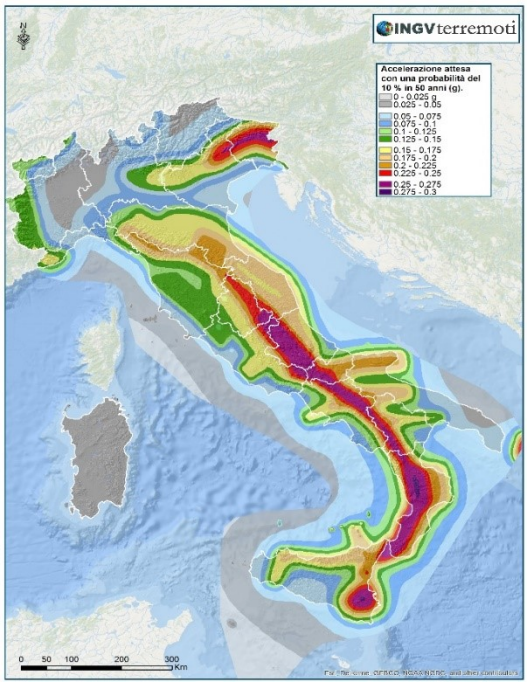


Fig. 3.1_Mappa pericolosità sismica in Italia, INGV, 2004

Con l'entrata in vigore delle NTC nel 2008, il parametro sismico alla base della costruzione di edifici è "l'accelerazione di riferimento al suolo" ed è funzione della vita nominale VN dell'opera e delle coordinate geografiche dell'area di progetto. Si ha quindi, per ogni punto del territorio nazionale diviso senza considerare confini geopolitici da una maglia larga 5x5 km, questo valore iniziale.
Secondo un'indagine della Camera dei deputati effettuata nel 2012, emerse che circa il 70% degli edifici italiani non è in grado di resistere ai probabili terremoti che potrebbero verificarsi.
Con l'approvazione del Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 avviene l'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni, in cui si effettua una maggiore armonizzazione con l'Eurocodice 8 (2004) e s portano chiarezze su alcuni punti dubbi delle vecchie NTC, tra cui l'eliminazione del capitolo riguardante la verifica delle tensioni ammissibili.
Da quanto detto si può sostenere che la prevenzione sismica e lo studio della vulnerabilità delle costruzioni esistenti sotto azioni sismiche è argomento di sostanziale importanza per poter valutare e pianificare interventi in zone ed edifici più vulnerabili ai fini di una maggiore sicurezza strutturale di fronte al rischio sismico.

3.1 RISCHIO SISMICO

Il **rischio sismico** è la misura dei danni attesi in un dato intervallo di tempo, in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni e di antropizzazione (natura, qualità e quantità dei beni esposti). Esso è determinato dalla combinazione di pericolosità sismica, vulnerabilità sismica, esposizione sismica.
La **pericolosità sismica** di un territorio è rappresentata dalla frequenza e dalla forza dei terremoti che lo interessano, ovvero dalla sua sismicità. Viene definita come la probabilità che in una data area ed in un certo intervallo di tempo si verifichi un terremoto che superi una soglia di intensità, magnitudo o accelerazione di picco (Pga) di nostro interesse.
In Italia abbiamo numerosi studi e documenti sulla sismicità della nostra Penisola, che costituiscono un patrimonio storico unico al mondo. Le prime considerazioni, spesso fantasiose, sull'origine dei terremoti e sulle caratteristiche sismiche del territorio italiano si rintracciano già nelle opere degli studiosi a partire dal XV secolo. Ma è solo

nel XIX secolo, con lo sviluppo delle scienze sismologiche, che iniziano ad essere pubblicate ricerche sulle cause e sulla distribuzione geografica dei terremoti. La diffusione degli strumenti sismici dalla fine del XIX secolo e delle reti di monitoraggio nel XX secolo daranno l'impulso definitivo agli studi per la caratterizzazione sismica del territorio.

Gli studi di pericolosità sismica sono stati impiegati, soprattutto negli ultimi anni, nelle analisi territoriali e regionali finalizzate a zonazioni (pericolosità di base per la classificazione sismica) o microzonazioni (pericolosità locale). In quest'ultimo caso, valutare la pericolosità significa individuare le aree a scala comunale che, in occasione di una scossa sismica, possono essere soggette a fenomeni di amplificazione e fornire indicazioni utili per la pianificazione urbanistica.

Gli studi di pericolosità possono essere utilizzati anche nelle analisi di sito, per localizzare opere critiche dal punto di vista della sicurezza, del rischio o dell'importanza strategica (centrali elettriche, installazioni militari, ospedali). Valutare la pericolosità significa, in questo caso, stabilire la probabilità di occorrenza di un terremoto di magnitudo (o Pga) superiore al valore di soglia stabilito dagli organi politici/decisionali, portando all'eventuale scelta di aree diverse.

L'approccio alla valutazione della pericolosità può essere di tipo deterministico oppure probabilistico. Il metodo deterministico si basa sullo studio dei danni osservati in occasione di eventi sismici che storicamente hanno interessato un sito, ricostruendo degli scenari di danno per stabilire la frequenza con cui si sono ripetute nel tempo scosse di uguale intensità. Tuttavia, poiché questo approccio richiede la disponibilità di informazioni complete sulla sismicità locale e sui risentimenti, nelle analisi viene generalmente preferito un approccio di tipo probabilistico. Attraverso questo approccio, la pericolosità è espressa come la probabilità che in un dato intervallo di tempo si verifichi un evento con assegnate caratteristiche. Il metodo probabilistico più utilizzato è quello di Cornell, che prevede vengano individuate nel territorio le zone responsabili degli eventi sismici (zone sismo genetiche), sia quantificato il loro grado di attività sismica e si calcolino gli effetti provocati da tali zone sul territorio in relazione alla distanza dall'epicentro.

La **vulnerabilità sismica** è la propensione di una struttura a subire un danno di un determinato livello, a fronte di un evento sismico di una data intensità.
Una delle cause principali di morte durante un terremoto è il crollo degli edifici. Per ridurre la perdita di vite umane, è necessario rendere sicure le strutture edilizie. Oggi, le norme per le costruzioni in zone sismiche prevedono che gli edifici non si danneggino per terremoti di bassa intensità, non abbiano danni strutturali per terremoti di media intensità e non crollino in occasione di terremoti forti, pur potendo subire gravi danni.
Un edificio può riportare danni strutturali agli elementi portanti (pilastri, travi) e/o danni non strutturali agli elementi che non ne determinano l'instabilità (camini, cornicioni, tramezzi). Il tipo di danno dipende da: struttura dell'edificio, età, materiali, luogo di realizzazione, vicinanza con altre costruzioni e elementi non strutturali. Quando si verifica un terremoto, il terreno si muove orizzontalmente e/o verticalmente, sottoponendo un edificio a spinte in avanti e indietro. L'edificio inizia così a oscillare, deformandosi. Se la struttura è duttile, e quindi capace di subire grandi deformazioni, potrà anche subire gravi danni, ma non crollerà. Il danno dipende anche dalla durata e dall'intensità del terremoto.
Dopo un terremoto, per valutare la vulnerabilità degli edifici è sufficiente rilevare i danni provocati, associandoli all'intensità della scossa. Più complessa è invece la valutazione della vulnerabilità degli edifici prima che si verifichi un evento sismico. Per questa sono stati messi a punto metodi di tipo statistico, meccanicistico, o i giudizi esperti.
I metodi di tipo statistico classificano gli edifici in funzione dei materiali e delle tecniche con cui sono costruiti, sulla base dei danni osservati in precedenti terremoti su edifici della stessa tipologia. Questa tecnica richiede dati di danneggiamento dei passati terremoti, non sempre disponibili, e non può essere utilizzata per valutare la vulnerabilità del singolo edificio, perché ha carattere statistico e non puntuale.
I metodi di tipo meccanicistico utilizzano, invece, modelli teorici che riproducono le principali caratteristiche degli edifici da valutare, su cui vengono studiati i danni causati da terremoti simulati.
Infine, alcuni metodi utilizzano i giudizi esperti per valutare il comportamento sismico e la vulnerabilità di predefinite tipologie strutturali, o per individuare i fattori che

determinano il comportamento delle costruzioni e valutarne la loro influenza sulla vulnerabilità.
Per poter valutare la vulnerabilità degli edifici su tutto il territorio nazionale è necessario ricorrere a metodi statistici che utilizzino dati omogenei sulle caratteristiche degli stessi. Per il territorio italiano sono disponibili i dati dei censimenti Istat sulle abitazioni, che vengono utilizzati nell'applicazione di metodi statistici.

L'**esposizione sismica** è un parametro volto a valutare la possibilità di quantificare un danno causato da un evento sismico e legato alla maggiore o minore presenza di beni esposti a rischio, sia in termini di vite umane, sia in termini economici e sociali.
Il primo obiettivo di un programma generale di protezione dai terremoti è la salvaguardia della vita umana. Per questa ragione è molto importante valutare il numero delle persone coinvolte, decedute e/o ferite
I motivi che causano la perdita di vite umane possono essere di diverso tipo: crollo di edifici, di ponti e altre costruzioni, ma anche incidenti stradali. A questi si aggiungono quelli legati a fenomeni innescati dal terremoto, come frane, liquefazione dei terreni, maremoti, incendi. Da alcune statistiche svolte sui principali terremoti nel mondo è stato rilevato che circa il 25 % dei morti causati da un terremoto sono dovuti a danni non strutturali degli edifici (caduta di tramezzi, vetrate, cornicioni, tegole, ecc.) e a fenomeni indotti dal terremoto.
Generalmente è possibile stimare, con un certo margine di errore e specialmente per i terremoti più forti, quante persone sono rimaste coinvolte, attraverso calcoli che si basano sul numero degli edifici crollati o danneggiati. Per poter fare queste stime sono necessarie alcune considerazioni su:

- il numero delle persone che abitano negli edifici;
- l'orario del terremoto;
- le possibilità di fuggire e/o di proteggersi;
- il tipo di coinvolgimento delle persone (morte o ferite subìte);
- la possibilità di morire anche successivamente alle attività di soccorso.

È molto difficile stimare con precisione le conseguenze di un terremoto in termini di vite umane nei diversi momenti del giorno e dell'anno. Il numero di persone che risiedono in un'abitazione, infatti, varia da regione a regione, dalla città alla campagna

e dipende dalle dimensioni del nucleo familiare. Inoltre, durante il giorno, il numero delle persone presenti in un edificio dipende dal suo utilizzo. Ad esempio, negli uffici, la presenza è massima nelle ore centrali del giorno ed è pressoché nulla durante la notte. In un'abitazione di città, invece, la presenza delle persone di sera e di notte è mediamente inferiore rispetto ad un'abitazione di campagna, perché esistono più attività, ludiche e lavorative, che si svolgono in quegli orari e spesso fuori casa. Il riferimento alla tipologia di edifici e ai relativi abitanti, comunque, può fornire una stima globale accettabile per terremoti violenti che interessino vaste aree.
Altro aspetto rilevante dell'esposizione è la presenza in Italia di un patrimonio culturale inestimabile, costituito dall'edificato corrente dei nostri centri storici, che ancora sfugge ad una quantificazione sistematica di consistenza e qualità.
Il primo passo per la prevenzione e mitigazione del rischio sismico del patrimonio storico architettonico è, ovviamente, la conoscenza dei beni esposti. È stato, perciò, avviato in collaborazione con il Ministero per i Beni e le Attività Culturali - MiBAC un censimento a scala nazionale dei centri storici esposti al rischio e lo sviluppo di un metodo di indagine conoscitiva sulla vulnerabilità dell'edificato storico, attraverso messa a punto di un apposito strumento web "Centri Storici e Rischio Sismico - Csrs" di rilievo, da condividere con tutte le istituzioni competenti sul territorio.

L'Italia ha una pericolosità sismica medio-alta (per frequenza e intensità dei fenomeni), una vulnerabilità molto elevata (per fragilità del patrimonio edilizio, infrastrutturale, industriale, produttivo e dei servizi) e un'esposizione altissima (per densità abitativa e presenza di un patrimonio storico, artistico e monumentale unico al mondo). La nostra Penisola è dunque ad elevato rischio sismico, in termini di vittime, danni alle costruzioni e costi diretti e indiretti attesi a seguito di un terremoto.

3.2 ANALISI SISMICA DI STRUTTURE IN MURATURA

Le normative italiane cogenti che fanno riferimento all'adeguamento sismico del patrimonio architettonico esistente sono le NTC 2018, OPCM 3431 e LLGG (Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale).
Nello specifico le LLGG delineano un percorso di conoscenza, valutazione del livello di sicurezza e successivo progetto degli interventi, col fine di ottenere un quadro completo in termini di sicurezza e sulla conservazione garantite da un eventuale miglioramento sismico, con riferimento alle strutture in muratura.
A causa delle oggettive difficoltà di valutazione dello status dei molteplici manufatti architettonici e quindi difficoltà anche nel definire procedure di verifica analoghe a quelle utilizzate per edifici ordinari, la normativa non indica una strategia univoca e affidabile, ma delle linee guida che delegano al progettista il compito di definire un adeguato modello di comportamento sismico specifico per ogni caso sotto esame.
Bisogna comunque tenere in considerazione che molto spesso non si possono applicare ai beni culturali tutelati le prescrizioni di modellazione e verifica indicate per gli edifici ordinari, ma è comunque necessario calcolare i livelli delle azioni sismiche corrispondenti al raggiungimento di ciascuno stato limite previsto per la tipologia strutturale dell'edificio, nella situazione precedente e nella situazione successiva all'eventuale intervento. A tale fine dovranno essere impiegati i modelli ritenuti più affidabili.
In questa Direttiva viene dunque proposto un percorso di conoscenza, analisi sismica e progetto degli interventi che considera: le esigenze di conservazione, la volontà di preservare il manufatto dai danni sismici, i requisiti di sicurezza in relazione alla fruizione ed alla funzione svolta.
L'obiettivo è evitare opere superflue, favorendo quindi il criterio del minimo intervento, ma anche evidenziare i casi in cui sia opportuno agire in modo più incisivo.
La valutazione delle azioni sismiche corrispondenti al raggiungimento di determinati stati limite consente infatti, da un lato di giudicare se l'intervento progettato è realmente efficace (dal confronto tra lo stato attuale e quello di progetto), dall'altro fornisce una misura del livello di sicurezza sismica del manufatto a valle dell'intervento (in termini di vita nominale).

Da questa impostazione risulta che spesso è opportuno accettare consapevolmente un livello di rischio sismico più elevato rispetto a quello delle strutture ordinarie, piuttosto che intervenire in modo contrario ai criteri di conservazione del patrimonio culturale.

3.3 VULNERABILITÀ SISMICA: FASE PRELIMINARE

La metodologia della fase preliminare che conduce alla valutazione della vulnerabilità sismica è suddivisa in quattro punti nella normativa (§ 8.5. NTC 2018):

- Analisi storico-critica;
- Rilievo geometrico-strutturale;
- Caratterizzazione meccanica dei materiali;
- Livelli di conoscenza e fattori di confidenza.

Analisi storico-critica

La normativa al § 8.5.1 NTC 2018 riporta:

"Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dalla costruzione, nonché gli eventi che l'hanno interessata.".

Per quanto riguarda le costruzioni, soprattutto quelle con una importante valenza architettonica, è possibile ricostruire le varie fasi di realizzazione e, eventualmente, di restauro con una ricerca archivistica. Ricostruire le fasi costruttive che si sono susseguite nel tempo ricopre un enorme importanza, per il fatto che ci permette di capire quali sono state le modifiche che la struttura ha subito nel corso degli anni, come possono essere demolizioni o aggiunta di nuove parti. In particolare, in quest'ultimo caso capire la relazione che vi è fra le parti costruite in tempi diversi è fondamentale per stabilire il comportamento sismico di una struttura esistente.

Rilievo geometrico-strutturale

La normativa al § 8.5.2 NTC 2018 riporta:

"Il rilievo geometrico-strutturale dovrà essere riferito alla geometria complessiva, sia della costruzione, sia degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le

eventuali strutture in aderenza. Nel rilievo dovranno essere rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica. Il rilievo deve individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presenti la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi. Dovranno altresì essere rilevati i dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.".

Il rilievo geometrico- strutturale può essere ricavato da:

- Disegni originali di carpenteria;
- Disegni costruttivi esistenti;
- Rilievo visivo;
- Rilievo completo.

I disegni originali di carpenteria e i disegni costruttivi o esecutivi descrivono la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e permettono di individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali.

Il rilievo visivo serve a controllare la corrispondenza tra l'effettiva geometria della struttura e i disegni originali di carpenteria disponibili. Comprende il rilievo a campione di alcuni elementi. Nel caso di modifiche non documentate intervenute durante o dopo la costruzione, sarà eseguito un rilievo completo.

Il rilievo completo serve a produrre disegni di carpenteria, nel caso in cui quelli originali siano mancanti o si sia riscontrata una non corrispondenza tra questi ultimi e l'effettiva geometria della struttura. I disegni prodotti dovranno descrivere la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e permettere di individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali con lo stesso grado di dettaglio dei disegni originali.

Speciale attenzione dovrà essere riservata alla valutazione della qualità muraria, tenendo conto dei modi di costruire tipici di quel territorio ed individuando le caratteristiche geometriche e materiche dei singoli componenti, oltre che le modalità di assemblaggio. Di particolare importanza risulta essere:

- La presenza di elementi trasversali (denominati diatoni), di collegamento tra i paramenti murari; la forma, tipologia e dimensione degli elementi;
- Il riconoscimento di una disposizione regolare e pressoché orizzontale dei corsi (o, in alternativa, la presenza di listature a passo regolare);

- La buona tessitura, ottenuta tramite l'ingranamento degli elementi (numero ed estensione dei contatti, presenza di scaglie) ed il regolare sfalsamento dei giunti;
- La natura delle malte ed il loro stato di conservazione.

La lettura di uno schema strutturale di funzionamento della fabbrica necessita di una conoscenza dei dettagli costruttivi e delle caratteristiche di collegamento tra i diversi elementi:

- Tipologia della muratura (in mattoni, in pietra – squadrata, sbozzata, a spacco, ciottoli o mista; a paramento unico, a due o più paramenti) e caratteristiche costruttive (tessitura regolare o irregolare; con o senza collegamenti trasversali, ecc.);
- Qualità del collegamento tra pareti verticali (ammorsamento nei cantonali e nei martelli, catene, ecc.);
- Qualità del collegamento tra orizzontamenti (solai, volte e coperture) e pareti, con rilievo dell'eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento (catene, ecc.);
- Elementi di discontinuità determinati da cavedi, canne fumarie etc. tipologia degli orizzontamenti (solai, volte, coperture), con particolare riferimento alla loro rigidezza nel piano;
- Tipologia ed efficienza degli architravi al di sopra delle aperture;
- Presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad equilibrare le spinte eventualmente presenti;
- Presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità.

Le difficoltà del rilievo geometrico sono legate all'accessibilità di alcuni spazi, quali sottotetti, volumi tra false volte o controsoffitti e coperture, oppure all'eccessiva altezza degli elementi, come nel caso di campanili, torri, volte in una navata; tuttavia, sono disponibili strumenti che consentono un rapido rilievo e una restituzione accurata anche nel caso di elementi complessi, e tecniche di indagine diretta (endoscopia) o indiretta (termografia, georadar, ecc.) per gli spazi non accessibili. La restituzione tridimensionale dell'organismo può essere complessa, ma è certamente utile ai fini della modellazione.

Il controllo geometrico della costruzione può essere eseguito mediante procedure di rilievo topografico, fotogrammetrico, o utilizzando tecniche innovative, come la nuvola di punti generata dal laser scanner.
Per completare questa fase infine dovrà essere rilevato e rappresentato l'eventuale quadro fessurativo, in modo tale da consentire l'individuazione delle cause e delle possibili evoluzioni delle problematiche strutturali dell'organismo.
Le lesioni saranno classificate secondo la loro geometria (estensione, ampiezza) ed il loro cinematismo (distacco, rotazione, scorrimento, spostamento fuori dal piano).
In maniera similare le deformazioni andranno classificate secondo la loro natura (evidenti fuori piombo, abbassamenti, rigonfiamenti, spanciamenti, depressioni nelle volte, ecc.) ed associate, se possibile, ai rispettivi meccanismi di danno.

Caratterizzazione meccanica dei materiali

La normativa al § 8.5.3 NTC 2018 riporta:
"*Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche; nel caso di costruzioni sottoposte a tutela, ai sensi del D.Lgs. 42/2004, di beni di interesse storico-artistico o storico-documentale o inseriti in aggregati storici e nel recupero di centri storici o di insediamenti storici, dovrà esserne considerato l'impatto in termini di conservazione. I valori di progetto delle resistenze meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base delle indagini e delle prove effettuate sulla struttura, tenendo motivatamente conto dell'entità delle dispersioni, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni. Per le prove di cui alla Circolare 08 settembre 2010, n. 7617/STC o eventuali successive modifiche o interazioni, il prelievo dei campioni dalla struttura e l'esecuzione delle prove stesse devono essere effettuate a cura di un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001.".*
Le proprietà dei materiali quindi si possono valutare o in base a documentazioni disponibili o in base a prove in situ che possono essere di tipo distruttivo e non. Tale riconoscimento richiede l'acquisizione di informazioni spesso nascoste (sotto intonaco, dietro a controsoffitti, ecc.), che può essere eseguita grazie a tecniche di

indagine non distruttive di tipo indiretto (termografia, georadar, tomografia sonica, ecc.) o ispezioni dirette debolmente distruttive (endoscopie, scrostamento di intonaci, saggi, piccoli scassi, ecc.).

I metodi di prova non distruttivi ammessi, purché di documentata affidabilità, non possono essere impiegati in sostituzione di quelli distruttivi, ma possono essere impiegati congiuntamente per ottenere una descrizione più completa dello stato dei materiali, non ottenibile con soli metodi distruttivi.

Ad esempio, tecniche diagnostiche non distruttive di tipo indiretto, quali prove soniche ed ultrasoniche, consentono di valutare l'omogeneità dei parametri meccanici nelle diverse parti della costruzione, ma non forniscono stime quantitative attendibili dei loro valori, in quanto essi vengono desunti dalla misura di altre grandezze (ad esempio, la velocità di propagazione di onde di volume). La misura diretta dei parametri meccanici della muratura, in particolare di quelli di resistenza, non può essere eseguita, quindi, se non attraverso prove debolmente distruttive o distruttive, anche se su porzioni limitate. Le calibrazioni di prove non distruttive con prove distruttive possono essere utilizzate per ridurre l'invasività delle indagini di qualificazione.

Per indagare le proprietà meccaniche della muratura e dei suoi componenti possiamo ricorrere a diverse prove, indirette o dirette, distruttive e non. Ad esempio, per quanto riguarda le malte possono essere eseguite, tra le altre prove sclerometriche e penetrometriche e analisi chimiche su campioni prelevati in profondità in modo da non essere soggetti al degrado superficiale, per la caratterizzazione della malta. Sui mattoni, oltre a determinarne le caratteristiche fisiche, è possibile valutare il modulo elastico e le resistenze a trazione e compressione attraverso prove meccaniche in laboratorio, di compressione e flessione. Per quanto riguarda gli elementi lapidei, possono essere eseguite una caratterizzazione litologica.

Per quanto riguarda la determinazione del <u>modulo di elasticità normale</u> e della <u>resistenza a compressione</u> si può far ricorso alle seguenti prove:

- Doppio martinetto piatto
  (tecnica debolmente distruttiva, in quanto eseguita su una porzione limitata di un paramento murario sottoposto ad una sollecitazione massima corrispondente all'innesco della fessurazione, da realizzare mediante

l'esecuzione di tagli di piccole dimensioni, preferibilmente eseguiti nei giunti di malta e quindi facilmente ripristinabili);

- Prova a compressione su un pannello murario
  Molto invasiva, in quanto coinvolge una porzione rilevante di muratura, dell'ordine del metro, e richiede l'esecuzione di tagli di notevoli dimensioni per l'alloggiamento dei martinetti e spesso di onerose strutture di contrasto). La prova va limitata ai soli casi in cui le altre metodologie di indagine non forniscano valutazioni sufficientemente attendibili o quando siano disponibili murature di sacrificio.

Per la determinazione della resistenza e del modulo a taglio sono essenzialmente utilizzabili le prove su pannelli per le quali valgono le considerazioni riportate nel paragrafo precedente, secondo due modalità:

- Prova di compressione diagonale su pannello quadrato;
- Prova di compressione e taglio su pannello rettangolare di altezza doppia rispetto alla larghezza.

Entrambe queste prove hanno carattere fortemente invasivo.
La stima delle proprietà dei materiali in-situ può essere fatta con diversi gradi di approfondimento in base al quadro di informazioni disponibili e agli obiettivi. Si distinguono allora prove in-situ limitate, estese ed esaustive.
Le prove in-situ limitate vanno effettuate per completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute o dalle normative in vigore all'epoca della costruzione, o dalle caratteristiche nominali riportate sui disegni costruttivi e sui certificati originali di prova.
Le prove in-situ estese vanno effettuate per ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, che dei certificati originali di prova, oppure quando i valori ottenuti dalle prove limitate risultano inferiori a quelli riportati nei disegni o nei certificati originali.
Le prove in-situ esaustive vanno effettuate per ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, che dei certificati di prova, oppure quando i valori ottenuti dalle

prove limitate risultano inferiori a quelli riportati nei disegni o nei certificati originali, e si desidera un livello di conoscenza accurata (LC3).
Quello che differenzia i tre tipi di prove in-situ è anche la quantità di campioni e provini indagati.

Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

La normativa al § 8.5.4 NTC 2018 riporta:
"Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, saranno individuati i "livelli di conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare nelle verifiche di sicurezza. Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti, ordinati per informazione crescente:
- LC1;
- LC2;
- LC3.
Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono: geometria della struttura, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali, connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso. Specifica attenzione dovrà essere posta alla completa individuazione dei potenziali meccanismi di collasso locali e globali, duttili e fragili.".
Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza (FC) la Circolare Ministeriale n.7 del 2019 che sostituisce la precedente circolare n.617 del 2009 (§ C8.5.4) definisce i tre livelli di conoscenza (LC) seguenti:

- **LC1 conoscenza limitata**: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e indagini limitate sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, prove limitate sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza e FC=1,35

- **LC2 conoscenza adeguata**: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e indagini estese sui

dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, prove estese sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza e FC=1,2

- **LC2 conoscenza adeguata**: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e indagini estese sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, prove estese sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza e FC=1,2

Per raggiungere il livello di conoscenza LC3, la disponibilità di un rilievo geometrico completo e l'acquisizione di una conoscenza esaustiva dei dettagli costruttivi sono da considerarsi equivalenti alla disponibilità di documenti progettuali originali, comunque da verificare opportunamente nella loro completezza e rispondenza alla situazione reale.

Ci si può riferire alla documentazione in atti, qualora per essa siano stati adempiuti gli obblighi della L. 1086/71 o 64/74 e s.m.i., ma solo dopo adeguata giustificazione eventualmente integrata da indagini in opera. Per la caratterizzazione meccanica dei materiali si possono adottare, motivatamente, i valori caratteristici assunti nel progetto originario o quelli ridotti risultanti dalla documentazione disponibile sui materiali in opera. In questo caso i fattori di confidenza si assumono unitari.

La quantità e il tipo di informazioni richieste per conseguire uno dei tre livelli di conoscenza previsti, sono, a titolo esclusivamente orientativo, ulteriormente precisati nel seguito.

Nel caso in cui la muratura in esame possa essere ricondotta alle tipologie murarie presenti nelle Tabelle C8.5.I e C8.5.II, i valori medi dei parametri meccanici da utilizzare per le verifiche possono essere definiti, con riferimento alla tipologia muraria in considerazione per i diversi livelli di conoscenza, come segue:

LC1:

- *Resistenze*: i valori minimi degli intervalli riportati in Tabella C8.5.I;
- *Moduli elastici*: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

LC2:

- *Resistenze*: i valori medi degli intervalli riportati in Tabella C8.5.I;
- *Moduli elastici*: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

LC3:

- I valori delle resistenze e dei moduli elastici riportati in Tabella C.8.5.I individuano una distribuzione a-priori che può essere aggiornata sulla base dei risultati delle misure eseguite in sito. Considerato il generico parametro X, una stima dei parametri μ' e σ' della distribuzione a-priori può essere dedotta dai valori minimo e massimo in tabella, con le formule seguenti:

$$\mu' = \frac{1}{2}\,(Xmin + Xmax) \qquad \text{[C8.5.4.1]}$$

$$\sigma' = \frac{1}{2}\,(Xmax - Xmin) \qquad \text{[C8.5.4.2]}$$

Eseguito un numero n di prove dirette, l'aggiornamento del valore medio può essere effettuato come segue:

$$\mu'' = \frac{n\bar{X} + \kappa\,\mu'}{n+\kappa} \qquad \text{[C8.5.4.3]}$$

dove:

$\bar{X}$: media delle n prove dirette;

κ: coefficiente che tiene conto del rapporto tra la dispersione (varianza) della stima effettuata attraverso le prove (combinazione tra incertezza della misurazione sperimentale e dispersione dei parametri meccanici nell'ambito dell'edificio che si sta analizzando);

σ'^2: varianza della distribuzione a-priori.

Nel determinare la stima aggiornata del valore medio del parametro meccanico, il coefficiente κ rappresenta il peso relativo della distribuzione a-priori (associata ai parametri della tabella C.8.5.I) rispetto alle prove sperimentali. Dalla formula emerge che, al crescere del numero di prove, il peso attribuito alla misura sperimentale

aumenta, in quanto anche in presenza di una significativa dispersione del parametro nell' edificio la stima del suo valore medio risulta più attendibile. Nella scelta del coefficiente κ è opportuno considerare che l'incertezza legata al metodo di misura sperimentale non si riduce aumentando il numero di prove. Inoltre, l'attendibilità dei diversi metodi di prova cambia in relazione alle diverse tipologie murarie. In assenza di valutazioni specifiche da parte del progettista, la Tabella C.8.5.III suggerisce valori del coefficiente κ per i più diffusi metodi di indagine diretta in sito. Particolare cautela dovrà essere utilizzata nel caso di prove in laboratorio su campioni di muratura estratti in situ, a causa delle difficolta nell'estrarre, movimentare e trasportare i provini senza arrecare loro danni.

Qualora la media delle n prove dirette $\overline{X}$ sia significativamente diversa dal valore μ' adottato per la distribuzione a-priori, e quindi la differenza tra μ' e μ" risulti rilevante, l'accettabilità del risultato ottenuto applicando l'equazione C8. 5.4.3 deve essere adeguatamente motivata.

Metodo di prova	Parametro	κ
Prova di compressione diretta (su una porzione di parete muraria)	E	1,5
	f	1
Martinetto piatto doppio	E	1,5
	f (*)	2 (*)
Prova di compressione e taglio (su un pannello isolato nella parete muraria) – prova tipo Sheppard	G	1,5
	τ_0 - f_{v0}	1
Prova di compressione diagonale	G	1,5
	τ_0	1
Prova di taglio diretto sul giunto	f_{v0}	2
Prove in laboratorio sui costituenti (**)	f_b, f_m, f_g	2

(*) La prova con il martinetto piatto doppio consente di ottenere una misura del modulo elastico E della muratura, molto più raramente di misurarne direttamente la resistenza a compressione. Il coefficiente in tabella è quello suggerito quando nella prova viene misurata direttamente la resistenza a compressione. Ricordando che esiste una correlazione empirica approssimata di proporzionalità tra modulo E e la resistenza media a compressione della muratura (desumibile dagli intervalli di variazione dei due parametri nella tabella C.8.5.I) il modulo E ottenuto dalla prova con martinetto piatto può fornire una stima indiretta di f utilizzabile nell'equazione [C8.5.4.3] purché si adotti un valore di τ almeno pari a 3.

(**) Nel caso di muratura in blocchi di pietra squadrati o artificiali pieni o semipieni si ipotizza che, con prove a compressione diretta sugli elementi e sulla malta (i costituenti), si possa stimare la resistenza caratteristica a compressione della muratura f_k tramite i metodi descritti al § 11.10.3.1.2 delle Norme. Nota: f_k, la resistenza a compressione media f della muratura potrà essere quindi stimata come $f = 1,25\ f_k$.

Fig. 3.2_ Valori del coefficiente κ suggeriti per l'aggiornamento del valore medio dei parametri meccanici, secondo l'equazione [C8.5.4.3], con riferimento ai più diffusi metodi di indagine diretta sulle proprietà meccaniche della muratura

3.4 METODI DI ANALISI SISMICA

Analizzati e valutati tutti i parametri precedentemente elencati nella fase preliminare, il passo successivo è quello di definire il metodo di analisi vera e propria. Essendoci varie tipologie di analisi, il progettista dovrà scegliere quella più adatta al modello di comportamento sismico considerato.

Nel caso di costruzioni in muratura, quindi, la valutazione della capacità della struttura e della sicurezza sismica andranno effettuate utilizzando opportunamente i seguenti metodi di analisi:

- Analisi statica lineare;
- Analisi dinamica modale;
- Analisi statica non lineare;
- Analisi dinamica non lineare.

Analisi statica lineare

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica. L'applicazione del sistema di forze distribuito lungo l'altezza viene fatta con l'assunzione di una distribuzione lineare degli spostamenti. Per gli edifici multipiano, le forze vengono applicate ad ogni livello dove si assume che queste siano concentrate; diversamente si adotta un carico distribuito proporzionale alle masse. L'azione sismica di riferimento al suolo, per lo stato limite ultimo, viene in questo caso ridotta attraverso il fattore di struttura, per consentire una verifica in campo elastico; in questo modo si tiene implicitamente conto delle ulteriori capacità di spostamento, una volta raggiunta la resistenza limite, prima che la struttura arrivi allo stato limite ultimo. Si sottolinea che l'applicazione di questo metodo nel caso di edifici storici può risultare problematica per la difficoltà di definire appropriati fattori di struttura, con possibili conseguenze sulla definizione degli interventi.

Inoltre, questo tipo di analisi va evitata in tutti i casi in cui il contributo dei modi superiori sia rilevante, come accade per le torri in muratura.

Qualora questo tipo di analisi possa essere considerato significativo, esso può essere condotto con riferimento ad un sistema di forze orizzontali, in ragione delle masse e delle loro quote, come descritto dalle NTC al § 7.3.3.2.
Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia distribuita in modo approssimativamente uniforme lungo l'altezza, T1 (in secondi) può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T1 = 2\sqrt{d} \qquad [7.3.6]$$

dove d è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, espresso in metri, dovuto alla combinazione di carichi [2.5.7] applicata nella direzione orizzontale.
L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T1 e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.
La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$Fi = Fh \cdot zi \cdot \frac{Wi}{\Sigma jzjWj} \qquad [7.3.7]$$

dove:
Fh = Sd (T1) W λ/g
Fi: forza da applicare alla massa i-esima;
Wi e Wj: pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;
zi e zj: quote, rispetto al piano di fondazione (v. § 3.2.3.1), delle masse i e j;
Sd(T1): ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5;
W: peso complessivo della costruzione;
λ: coefficiente pari a 0,85 se T1 < 2TC e la costruzione ha almeno tre orizzontamenti, uguale a 1,0 in tutti gli altri casi;
g: accelerazione di gravità.

Il valore da assumersi per il fattore di struttura dovrà essere giustificato dalle capacità di spostamento della struttura in campo fessurato, valutato sulla base sia della tipologia di manufatto, sia della qualità costruttiva (materiali, dettagli costruttivi, collegamenti).

È tuttavia opportuno segnalare che con un'analisi elastica lineare si riscontrano, generalmente, tensioni di trazione, non compatibili con le caratteristiche meccaniche della muratura, o elevate tensioni di compressione negli spigoli degli elementi, peraltro molto influenzate dalla discretizzazione adottata nel modello. Le verifiche puntuali potrebbero quindi non essere soddisfatte anche in condizioni che nella realtà sono sicure, a seguito di una locale ridistribuzione tensionale nelle aree interessate, quale effetto del comportamento fortemente non lineare dei materiali sottoposti a sollecitazioni elevate.

Nel caso in cui l'analisi sismica sia basata sulla valutazione distinta di diversi meccanismi locali, sia per una valutazione complessiva del manufatto, sia per una verifica nelle sole zone oggetto di intervento, è possibile utilizzare gli strumenti dell'analisi limite, in particolare nella forma del teorema cinematico. L'analisi cinematica lineare consiste nel calcolo del moltiplicatore orizzontale dei carichi che attiva il meccanismo di collasso e nella valutazione della corrispondente azione sismica.

Analisi dinamica modale

L'analisi dinamica modale (analisi dinamica lineare o multi-modale) viene condotta attraverso un modello elastico lineare e quindi la sua attendibilità nella valutazione del comportamento, in condizioni limite di resistenza, di antichi manufatti architettonici in muratura, è spesso limitata. Infatti, nel caso di strutture complesse, le analisi lineari possono essere utilmente applicate solo quando, dal confronto tra domanda e capacità, emerge che l'escursione in campo non lineare è modesta.

Può essere utilizzata per valutare il modo principale di vibrazione in ciascuna direzione (quello cui corrisponde il massimo valore del coefficiente di partecipazione) e determinare quindi un'attendibile distribuzione di forze da adottare nell'analisi statica lineare. Più discutibile è, invece, considerare il contributo dei modi superiori, che hanno poco significato per una struttura caratterizzata da un comportamento non lineare dei materiali già per valori modesti dell'azione orizzontale.

L'analisi modale con spettro di risposta, che presuppone il principio di sovrapposizione degli effetti e regole di combinazione modale calibrate su strutture a

telaio, non dovrebbe quindi ritenersi attendibile, specie nel caso di strutture complesse, caratterizzate da trasformazioni e fasi costruttive differenti.
L'analisi dinamica modale può essere utilizzata con maggiore confidenza in presenza di strutture flessibili e strutturalmente ben modellabili, come ad esempio le torri, i campanili o altre strutture a prevalente sviluppo verticale. In questi casi possono risultare importanti i contributi dei modi superiori. Restano tuttavia inalterate le difficoltà di determinare opportuni fattori di struttura e fare riferimento a verifiche puntuali dello stato di sollecitazione.
L'analisi modale, associata allo spettro di risposta di progetto, può essere impiegata in modelli bi o tridimensionali per ottenere indicazioni sullo stato tensionale degli elementi. In questa analisi, devono essere considerati tutti i modi di vibrare con una massa partecipante maggiore del 5% e la somma delle masse partecipanti ai vari modi considerati deve essere maggiore del 85%. Per ottenere i risultati finali in termini di sforzi e spostamenti vengono poi impiegati metodi di combinazione quali SRSS CQC.
In accordo con le NTC, l'analisi dinamica lineare consiste:

- Nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- Nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- Nella combinazione di questi effetti.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione:

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho ij \cdot Ei \cdot Ej}$$

Dove:
Ej: valore dell'effetto relativo al modo j;
ρij: coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j, calcolato con formule di comprovata validità.

Analisi statica non lineare

La capacità di una struttura di resistere all'evento sismico dipende fortemente dalla sua capacità di deformazione e dalla sua duttilità.

I metodi di analisi elastica lineare analizzati (statico e dinamico modale) tengono conto del comportamento non lineare della struttura tramite il fattore di struttura che permette di ridurre lo spettro di risposta elastico e, quindi, le richieste di resistenza. Questi metodi non possono, però, cogliere cambiamenti nella risposta della struttura qualora i suoi elementi superino il limite elastico; da ciò consegue l'assoluta mancanza di informazioni sulla distribuzione delle domande di anelasticità.

L'analisi statica o cinematica non lineare consiste nella valutazione del comportamento sismico della struttura (legame forza-spostamento generalizzato) ed in particolare della capacità di spostamento allo stato limite ultimo, da confrontarsi con lo spostamento richiesto dal terremoto, valutato in termini spettrali.

Tale analisi può essere eseguita con un modello che rappresenti il comportamento globale della costruzione o attraverso modelli di sottostrutture (macroelementi, ovvero porzioni architettoniche riconoscibili nei riguardi di particolari meccanismi di collasso), operando verifiche locali.

Nel caso dell'analisi statica non lineare, la curva di capacità della struttura può essere derivata dal legame forza-spostamento generalizzato, ottenuto attraverso un'analisi incrementale, utilizzando legami costitutivi non lineari e, se necessario, considerando la non linearità geometrica.

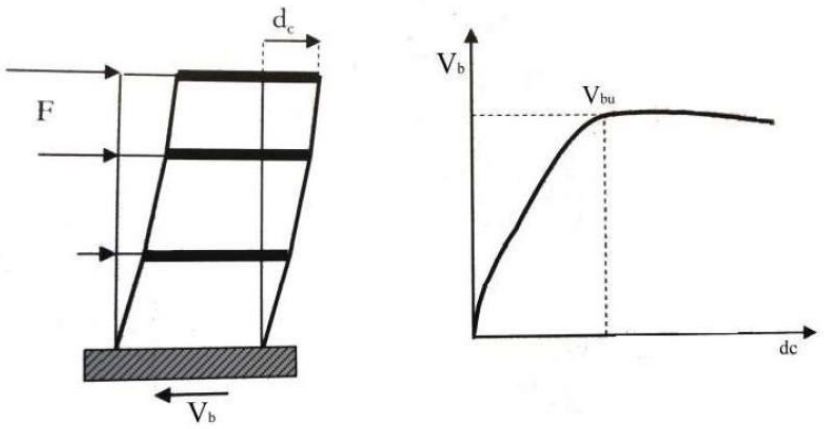


Fig. 3.3_ schema analisi Pushover

L'analisi consiste nell'applicare i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali, che vengono scalate, mantenendo invariati i rapporti relativi tra le stesse, in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo, fino al raggiungimento delle condizioni ultime.
In presenza di costruzioni fortemente irregolari, la distribuzione di forze inizialmente adottata potrebbe non essere più significativa per la struttura danneggiata; in questi casi è possibile fare ricorso ad analisi di tipo adattivo, aggiornando progressivamente la distribuzione di forze. Nel caso dei beni architettonici, la varietà delle geometrie e dei sistemi costruttivi rende impossibile definire a priori le caratteristiche di una distribuzione di forze statiche equivalenti al sisma. L'analisi può, ad esempio, essere eseguita considerando due distinte distribuzioni di forze:

- una distribuzione di forze proporzionale alle masse;
- una distribuzione di forze analoga a quella utilizzata per l'analisi statica lineare, ovvero proporzionale al principale modo di vibrazione nella direzione di analisi.

Per quanto riguarda l'individuazione della capacità di spostamento ultimo, nel caso in cui il modello sia in grado di descrivere una risposta strutturale con degrado della resistenza, grazie a legami costitutivi dei materiali particolarmente sofisticati e/o condizioni limite sugli spostamenti dei singoli elementi strutturali, esso sarà definito in corrispondenza di una riduzione della reazione massima orizzontale pari al 20%; nel caso invece siano utilizzati un legame elastico non lineare, quale è il modello di solido non resistente a trazione, o legami di tipo elastico perfettamente plastico, l'analisi sarà portata avanti fino a spostamenti significativi, senza la necessità di definire uno spostamento limite ultimo.
In entrambe le situazioni, al crescere dello spostamento del nodo di controllo dovrà essere valutata la compatibilità a livello locale in termini di fenomeni di crisi locale.
In alternativa al metodo degli elementi finiti, anche nel caso di un'analisi non lineare, è possibile fare ricorso all'analisi limite, attraverso un'analisi per cinematismi di collasso, assegnando incrementalmente al cinematismo configurazioni variate in spostamenti finiti di entità crescente.
Questa prende il nome di analisi cinematica non lineare e consente di valutare le capacità di spostamento del sistema dopo che il meccanismo si è attivato.

Analisi dinamica non lineare

L'analisi dinamica non lineare può essere utilizzata con modelli non lineari ad elementi finiti (o a telaio equivalente), purché i legami costitutivi siano in grado di simulare non solo il degrado di rigidezza e resistenza a livello puntuale (o di singolo elemento strutturale), ma anche le caratteristiche dissipative associate al comportamento ciclico isteretico. Questo metodo di analisi non può prescindere dall'esecuzione, con lo stesso modello strutturale, di un'analisi statica non lineare, al fine di determinare la capacità di spostamento ultimo della struttura, eventualmente attraverso una limitazione della duttilità.

Dal punto di vista operativo, l'analisi dinamica non lineare presuppone l'utilizzo di almeno tre gruppi di accelerogrammi selezionati in modo da risultare compatibili con lo spettro di risposta corrispondente al tipo di sottosuolo o diversamente determinati secondo quanto indicato al § 3.2.3.6 delle NTC. È inoltre opportuno segnalare che, in funzione delle caratteristiche dinamiche della struttura, dovrà essere adeguatamente selezionato il passo temporale di integrazione delle equazioni del moto, eventualmente attraverso un'analisi di convergenza.

L'analisi dinamica non lineare, dato l'elevato onere computazionale richiesto, non rappresenta il metodo di analisi più utilizzato nella pratica ingegneristica comune. È infatti opportuno utilizzare questo metodo di analisi solo in casi molto particolari, quando la complessità della struttura e l'importante contributo di diversi modi di vibrazione non consentono di ricondurre, con sufficiente attendibilità, la risposta sismica a quella di un sistema non lineare equivalente ad un solo grado di libertà. In tali casi, l'analisi dinamica non lineare spesso porta alla valutazione di una richiesta di spostamento inferiore a quella stimata con l'analisi statica non lineare.

Questo è sicuramente il metodo di analisi più raffinato perché consente di conoscere sollecitazioni e deformazioni della struttura nel tempo, ma anche quello più complesso e richiede per questo una particolare attenzione.

Due sono gli aspetti significativi:

- il primo consiste nell'individuazione di un modello che sia in grado di descrivere il comportamento post-elastico degli elementi sotto cicli di carico e la relativa dissipazione di energia;

- il secondo consiste nella scelta degli accelerogrammi da utilizzare come input, che devono essere rappresentativi degli eventi attesi nella zona in cui è situato l'edificio oggetto di studio e, al contempo, compatibile con lo spettro di normativa.

3.5 MODELLI NUMERICI

La scelta della tipologia di modellazione da adottare ricopre un ruolo fondamentale, in quanto, da un lato presuppone una conoscenza dettagliata del manufatto in esame e del suo comportamento, dall'altro deve ricadere nel giusto compromesso tra oneri computazionali e precisione dei risultati.
Bisogna altresì distinguere il caso in cui l'analisi viene effettuata in ambiti di ricerca o in fase professionale; mentre nella ricerca si predilige la precisone e un livello di dettaglio elevati a fronte di enormi oneri di calcolo, in campo professionale avviene pressoché il contrario, ma comunque sia sempre ottenendo un risultato accettabile, soprattutto se controllato da professionalità in grado di gestire e interpretare i risultati, pur non essendo essi nel campo non lineare.
I modelli numerici sono degli strumenti che permettono di rappresentare, mediante cicli di calcolo in cui compaiono aspetti tenso-deformativi, un determinato sistema nella modalità più completa e realistica possibile. È inoltre molto importante utilizzare il sistema più adatto a interpretare il sistema oggetto di studio.
Se, ad esempio, consideriamo un sistema in muratura, esso presenta una natura composita, formata da elementi discreti (mattoni o pietre) e giunti (in malta o a secco); inoltre essa ha caratteristiche comportamentali fortemente influenzate dalla natura dei materiali usati, modalità di posa, ecc., quindi risulta molto difficile accostare un modello numerico in grado di ridarci risultati confrontabili.
I modelli numerici sono essenzialmente suddivisi in due categorie:

- Modelli continui;
- Modelli discontinui.

Nei modelli continui il dominio del sistema viene rappresentato attraverso unità elementari di forma semplice (generalmente triangoli o quadrilateri) che si possono deformare ma rimangono sempre in contatto le une con le altre in corrispondenza delle

loro superfici di separazione. In questo caso tutte le singole unità mantengono le medesime proprietà del sistema.
In pratica, le tecniche di omogeneizzazione seguono un approccio di tipo macroscopico nel quale non vengono fatte distinzioni tra gli elementi che costituiscono la muratura ma viene introdotto un unico elemento finito che ha il compito di simulare il comportamento globale del materiale "muratura".
A questa categoria appartengono i seguenti modelli:

- Metodo agli Elementi Finiti (Finite Element Method, FEM);
- Metodo agli Elementi di Contorno (Boundary Element Method, BEM).

Nei modelli discontinui il dominio del sistema viene rappresentato come un insieme di elementi distinti e separati che interagiscono tra loro solo quando entrano in contatto. I corpi si trasmettono reciprocamente delle forze in corrispondenza dei punti di contatto e, a causa di esse, si muovono nello spazio descrivendo il comportamento meccanico del sistema. Nei modelli discontinui è quindi necessario, ad ogni iterazione, aggiornare i contatti in dipendenza dalla posizione e dal movimento dei singoli corpi; questo non accade per i modelli continui che, invece, mantengono inalterate le superfici di contatto tra le varie unità elementari. A questa categoria appartiene il Metodo agli Elementi Discreti (Discrete Element Method, DEM).
Mentre i primi modelli consentono di studiare il sistema in condizioni di equilibrio stabile o al massimo in condizioni limite, i secondi permettono un'analisi più approfondita nel caso in cui si voglia studiare la rottura del sistema, con il distacco dei singoli corpi che continuano comunque ad influenzarsi a vicenda quando si instaura tra di loro un contatto.

Il metodo degli elementi finiti: FEM

È uno dei metodi più popolari nel campo dell'ingegneria, proposto da Clough nel 1960. Si basa sulla scomposizione di un sistema continuo in tanti elementi di volume finito e forma elementare che non si compenetrano l'uno nell'altro. I punti che si trovano all'interno di ciascun elemento si muovono in funzione degli spostamenti dei nodi dello stesso elemento. È possibile ricavare lo spostamento del punto interno attraverso particolari funzioni definite funzioni spostamento (Brauer,1988) che richiamano le posizioni nodali.

Il problema elastico del continuo considerato, la cui esatta formulazione conduce a sistemi di equazioni differenziali alle derivate parziali definiti da opportune condizioni al contorno, viene così discretizzato e ricondotto in via approssimata alla soluzione di un sistema di equazioni lineari (Cesari, 2002).
La diffusione degli elementi finiti è data dal fatto di tenere in considerazione non solo l'eterogeneità dei materiali ma anche più complesse condizioni al contorno e problemi di natura dinamica. Per ottenere una precisione elevata occorre suddividere il dominio in elementi di dimensioni ridotte; in questo modo i nodi di ciascuno di essi sono più vicini tra loro e la soluzione incognita è più significativa. Il raffittimento della mesh può essere effettuato anche solo in corrispondenza delle zone di maggiore interesse, dove, ad esempio, si richiede uno studio accurato delle tensioni che in quella zona del dominio si possono sviluppare. Il metodo FEM, però non consente di separare gli elementi del dominio e quindi non è possibile studiare in modo adeguato il comportamento tenso-deformativo di sistemi a rottura.

Il metodo degli elementi di contorno: BEM

Il metodo agli elementi di contorno consiste nella discretizzazione del contorno dell'elemento strutturale, riducendo così le dimensioni del problema e semplificando i dati richiesti in ingresso. Si basa quindi sulla risoluzione di un'equazione integrale definita sul contorno.
Esso è stato inizialmente proposto con riferimento a problemi geotecnici ed è stato successivamente esteso a quelli strutturali. L'estensione al campo non lineare di questo metodo ha consentito di studiare la propagazione della frattura e il comportamento di materiali fragili come il calcestruzzo.
Il Metodo degli Elementi al Contorno comporta generalmente una riduzione della dimensione del modello computazionale rispetto al FEM, in quanto richiede una discretizzazione solo sul contorno del dominio e non su tutta la sua estensione. In generale però, il BEM non è efficiente come il metodo degli elementi finiti nel tenere in conto l'eterogeneità dei materiali mantenendo la medesima difficoltà nel simulare il comportamento tenso-deformativo di sistemi soggetti a rottura. Per questo le applicazioni di tale metodo ad una struttura in muratura rimangono molto limitate.

Il metodo degli elementi discreti: DEM

Uno dei metodi di modellazione che si è imposto per la modellazione di strutture in muratura, vista anche l'eterogeneità nei materiali, è il metodo degli elementi discreti. Esso è un metodo discontinuo che schematizza il sistema come un assemblaggio dei blocchi connessi tra loro attraverso i relativi punti di contatto. Gli spostamenti o rotazioni, fratture o completo distacco tra i singoli elementi sono ammessi poiché dal punto di vista cinematico in genere viene assunta l'ipotesi di grandi spostamenti.

L'approccio è applicabile a tutti sistemi che possono essere considerati come un insieme di elementi, in genere rigidi, interagenti tra loro. Sia sul comportamento meccanico degli elementi distinti, che sul tipo di interazione sono state proposte molte soluzioni, solitamente blocchi contigui vengono fatti interagire con vincoli di contatto di tipo unilatero, non reagenti a trazione ed elastici o elasto-plastici a compressione, mentre lo scorrimento è generalmente di tipo attritivo. Nell'utilizzo classico del metodo non viene prevista nessuna omogeneizzazione o alterazione della reale tessitura muraria che nel modello viene fedelmente riprodotta.

Tale metodologia è stata proposta per la prima volta da Cundall (1971) che sulla base del modello concettuale ne derivò una prima formulazione numerica, ed è stata inizialmente applicata a settori anche molto distanti dalla modellazione di elementi murari (soprattutto geo-materiali come rocce e altri tipi di suolo). Il modello iniziale, con comportamento piano e costituito da elementi rigidi, è stato nel corso degli anni arricchito variamente introducendo, ad esempio, il comportamento tridimensionale (Cundall 1988, Hart et al. 1988).

I gradi di libertà del modello coincidono con i gradi di libertà degli elementi: nessun grado di libertà è infatti associato al contatto. Il numero di gradi di libertà del modello sarà quindi pari a 3N nel caso di modelli piani e 6N nel caso di modello tridimensionali, dove con N si indica il numero totale di elementi.

Dal punto di vista dell'onere computazionale, considerare i blocchi come elementi rigidi si traduce in una notevole riduzione dei gradi di libertà del sistema. Tuttavia, tali modelli risultano spesso caratterizzati da un numero elevato di elementi (soprattutto per le modellazioni di dettaglio) per cui richiedono tempi di elaborazione importanti.

Il metodo degli elementi distinti sembra adattarsi bene alla tipologia strutturale della muratura a blocchi squadrati con dimensioni rilevanti, ovvero una tipologia costruttiva

di tipo storico monumentale. Tale predisposizione è dovuta alla circostanza singolare derivante dal fatto che in strutture del genere il numero di elementi risulta relativamente contenuto e l'estrema regolarità della tessitura muraria rende possibile una modellazione realistica della struttura. Viceversa, nel caso di muratura ordinaria la tessitura muraria, ammesso che sia nota, può presentarsi di tipo irregolare o variabile da punto a punto della struttura rendendo sostanzialmente inapplicabile tale metodo nella sua formulazione più semplice. Esistono tuttavia delle applicazioni anche con riferimento a murature a tessitura irregolare: in questo caso gli elementi lapidei sono modellati come corpi rigidi mentre elementi di contatto deformabili dotati di coesione ed attrito simulano il comportamento dei giunti di malta.

La differenza fondamentale tra il Metodo degli Elementi Discreti e i metodi precedentemente citati risiede nel fatto che, mentre in questi ultimi i contatti fra "unità elementari" rimangono invariati indipendentemente dalla risposta del modello, nel Metodo degli Elementi discreti questi sono aggiornati ad ogni iterazione, in base alla posizione ed al movimento relativo dei singoli elementi. È inoltre possibile indagare l'evoluzione della risposta del sistema in condizioni di equilibrio, limite ed a rottura, oltre la quale è ammessa la separazione del dominio in blocchi che continuano a risentire delle sollecitazioni agenti, a differenza dei metodi al continuo dove tale separazione non è consentita.

4 CASO STUDIO: LA TORRE DEGLI SMEDUCCI

San Severino Marche si trova a 236 metri sul livello del mare, è attraversato dal fiume Potenza, ha un'estensione prevalentemente collinare di 193 chilometri quadrati e rappresenta un importante nodo viario, trovandosi nel punto di incrocio fra la strada "361 Septempedana", che unisce Ancona e Nocera Umbra, e la strada "502 Cingolana" che sale verso Cingoli e Jesi.

La città, che oggi conta circa 13.000 abitanti, trae le sue origini dall'antica Septempeda: colonia e municipio romano, importante per la posizione sulla via che collegava l'Adriatico alla Flaminia. Sede vescovile, ebbe come pastore Severino, morto poco prima che la città venisse saccheggiata dai Goti di Totila (545).

Di fronte all'invasione, gli abitanti cercarono rifugio sul vicino monte Nero, dove portarono le spoglie del loro santo Vescovo, dando vita a un nuovo centro abitato che da lui prese il nome. Dopo la dominazione longobarda passò alla Chiesa e, quindi, fu libero Comune ghibellino, in lotta con i vicini Comuni guelfi.

Dalla seconda metà del '300 ai primi decenni del '400 fu sottoposta alla Signoria degli Smeducci, cui seguì quella degli Sforza, per ritornare nel 1445 alla Chiesa.

Nel 1586 fu elevata a sede vescovile ed ebbe il titolo di città, seguendo poi le vicende del resto della regione sotto il diretto controllo dello Stato pontificio fino all'unità d'Italia.

Il patrimonio artistico di San Severino è fortemente legato al periodo di massima autonomia del Comune e ai primi decenni del governo ecclesiastico: a quest'epoca risalgono sia le numerose chiese gotiche visibili in città e nel territorio, sia le opere lasciate dalla locale scuola pittorica che ebbe i suoi massimi esponenti nei fratelli Salimbeni e in Lorenzo d'Alessandro, rispettivamente all'inizio e alla fine del XV secolo.

Il monumento più vistoso della città è la grande piazza porticata, dall'insolita forma a fuso, lunga 224 metri e larga 55. Su un lato si trova il teatro Feronia, opera

dell'architetto settempedano Ireneo Aleandri che lo fece costruire nel 1827 sulle rovine di un teatro ligneo settecentesco.

Il luogo detto Castello, sede della città medievale sulla cima del monte Nero, conserva ampi tratti di mura, due porte e, sulla sommità, le "due torri" simbolo del paese: quella del Comune (che presenta ancora uno stemma con il leone passante ghibellino) e, di fronte, il campanile del Duomo Vecchio.

Fig. 4.1_Panoramica su San Severino Marche

Fig. 4.2_ Castello, con la Torre Smeducci (sx) e la torre del Duomo (dx)

4.1 SISMICITÀ DEL TERRITORIO

La classificazione sismica del territorio nazionale ha introdotto normative tecniche specifiche per le costruzioni di edifici, ponti ed altre opere in aree geografiche caratterizzate dal medesimo rischio sismico. Si ricorda che la normativa classifica l'intero territorio nazionale secondo quattro zone sismiche differenti, dalla Zona 1 (la più pericolosa) alla Zona 4 (la meno pericolosa).

Per quanto riguarda le Marche la mappa che indica la zonizzazione è quella pubblicata nell'Ordinanza PCM n. 3274 del 20 marzo 2003 ed è la seguente:

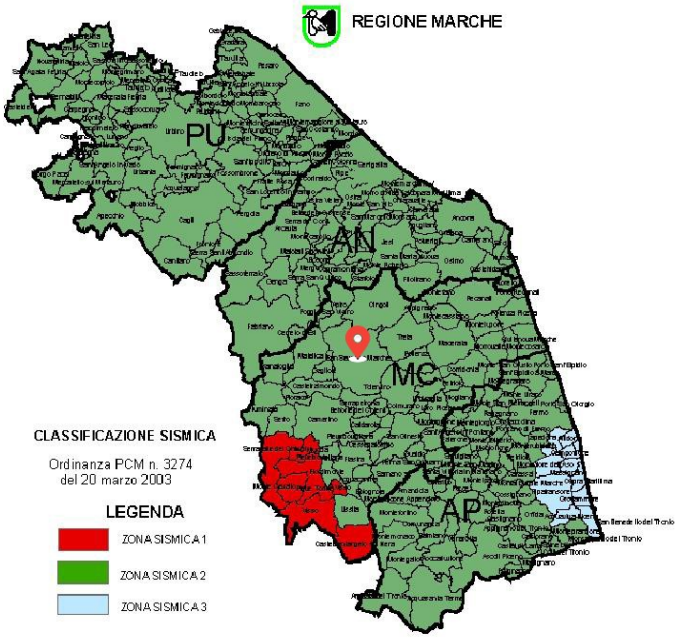


Fig. 4.3_Classificazione sismica delle Marche

Da come emerge dalla mappa, San Severino Marche ricade in ZONA SISMICA 2: (Zona con pericolosità sismica media dove possono verificarsi forti terremoti), il cui valore allegato di accelerazione orizzontale massima su suolo rigido e pianeggiante "a_g" è:

$$0{,}15 < a_g < 0{,}25$$

Si ricorda che questi valori hanno probabilità di superamento del 10% in 50 anni, corrispondente a un tempo di ritorno Tr = 475 anni.

Dal database dell'INGV è possibile anche scaricare i dati della sismicità storica di San Severino Marche; lo storico comprende 56 eventi sismici e percorrono circa 750 anni: dal più remoto, datato 30 aprile 1279, al più recente, 10 aprile 2006.

Is	Data	Ax	Np	Io	Mw
7-8	1279 04 30 18:00	CAMERINO	17	9	6.31 Â±0.33
6-7	1703 01 14 18:00	Appennino umbro-reatino	199	11	6.74 Â±0.11
7-8	1703 01 16 13:30	Appennino umbro-reatino	22		
8	1703 02 02 11:05	Aquilano	71	10	6.72 Â±0.17
4-5	1727 12 14 19:45	S.LORENZO IN CAMPO	32	7	5.19 Â±0.42
5	1730 05 12 05:00	Valnerina	115	9	5.92 Â±0.16
7	1741 04 24 09:00	FABRIANESE	145	9	6.21 Â±0.13
6	1751 07 27 01:00	Appennino umbro-marchigiano	68	10	6.25 Â±0.22
8	1799 07 28 22:05	Appennino marchigiano	71	9	6.13 Â±0.17
F	1805 05 09 01:00	MACERATA	3	5-6	4.51 Â±0.34
5	1832 11 14 11:00	Alta valle del Chienti	5		
5	1832 11 21 21:00	Alta valle del Chienti	8		
5	1832 12 04 19:00	Alta valle del Chienti	6	7-8	5.32 Â±0.82
5	1854 02 12 05:00	Valle del Topino	21	8	5.55 Â±0.44
F	1873 03 12 20:04	Marche meridionali	196	8	5.95 Â±0.10
3-4	1875 03 17 23:51	Romagna sud-orientale	144		5.93 Â±0.16
5	1897 09 21	ADRIATICO CENT.	44	7	5.46 Â±0.27
3	1898 06 27 23:38	RIETI	186	8	5.49 Â±0.12
2	1898 08 25	VISSO	66	7	5.04 Â±0.29
NF	1904 11 17 05:02	Pistoiese	204	7	5.15 Â±0.14
NF	1910 06 29 13:52	MUCCIAFORA	58	7	4.86 Â±0.33
6	1922 06 08 07:47	CALDAROLA	52	6	4.89 Â±0.19
3	1927 08 16 00:53	CASTEL SANT'ANGELO	17	6	4.56 Â±0.27
5	1930 10 30 07:13:13	SENIGALLIA	263	8	5.81 Â±0.09
2-3	1933 09 26 03:33:29	Maiella	326	9	5.95 Â±0.09
6	1972 02 04 02:42:19	Medio Adriatico	75		4.86 Â±0.29
6	1972 02 04 09:18:30	Medio Adriatico	56		4.58 Â±0.29
4	1972 11 26 16:03:08	MONTEFORTINO	73	8	5.38 Â±0.18
6	1979 09 19 21:35:37	Valnerina	694	8-9	5.86 Â±0.09
5	1980 11 23 18:34:52	Irpinia-Basilicata	1394	10	6.89 Â±0.09
4	1986 10 13 05:10:01	Appennino umbro-marchigiano	322	5-6	4.65 Â±0.09
6	1987 07 03 10:21:58	PORTO SAN GIORGIO	359		5.09 Â±0.09
4-5	1993 06 04 21:36:51	Nocera Umbra	90	5-6	4.50 Â±0.13
2	1993 06 05 19:16:17	GUALDO TADINO	326	6	4.74 Â±0.09
4	1997 09 03 22:07:30	Appennino umbro-marchigiano	171	5-6	4.56 Â±0.09
NF	1997 09 07 23:28:06	Appennino umbro-marchigiano	57	5-6	4.38 Â±0.15
NF	1997 09 10 06:46:51	Appennino umbro-marchigiano	47	5	4.16 Â±0.18
6	1997 09 26 00:33:13	Appennino umbro-marchigiano	760		5.70 Â±0.09
5-6	1997 09 26 09:40:27	Appennino umbro-marchigiano	869	8-9	6.01 Â±0.09
5-6	1997 10 03 08:55:22	Appennino umbro-marchigiano	490		5.25 Â±0.09
5-6	1997 10 06 23:24:53	Appennino umbro-marchigiano	437		5.46 Â±0.09
5	1997 10 14 15:23:11	Appennino umbro-marchigiano	786	7-8	5.65 Â±0.09
NF	1997 10 23 08:58:44	Appennino umbro-marchigiano	56		4.31 Â±0.25
4-5	1997 11 09 19:07:33	Appennino umbro-marchigiano	180	5-6	4.90 Â±0.09
3	1998 02 07 00:59:45	Appennino umbro-marchigiano	62	5-6	4.43 Â±0.09
4-5	1998 03 21 16:45:09	Appennino umbro-marchigiano	141	6	5.03 Â±0.09
5	1998 03 26 16:26:17	Appennino umbro-marchigiano	408	6	5.29 Â±0.09
5-6	1998 04 05 15:52:21	Appennino umbro-marchigiano	395	6	4.81 Â±0.09
4-5	1998 06 02 23:11:23	Appennino umbro-marchigiano	83	5-6	4.28 Â±0.09
NF	2004 12 09 02:44:25	Zona Teramo	224	5-6	4.18 Â±0.09
4	2005 04 12 00:31:52	Maceratese	137	4-5	4.16 Â±0.14
NF	2005 12 15 13:28:39	Valle del Topino	361	5-6	4.66 Â±0.09
4	2006 04 10 19:03:36	Maceratese	211	5	4.51 Â±0.10

Fig. 4.4_Sismicità storica San Severino Marche

Oltre a quella storica bisogna considerare quella recente, in particolare è necessario evidenziare gli sciami sismici del 2009 (Terremoto dell'Aquila) e del 2016.
Su quest'ultimo sui basa l'analisi fatta sul caso studio, ovvero:

- Sisma del 24 agosto 2016 (Mw = 6,0);
- I Sisma del 26 ottobre 2016 (Mw = 5,4);
- II Sisma del 26 ottobre 2016 (Mw = 5,9);
- Sisma del 30 ottobre 2016 (Mw = 6,5).

4.2 LA TORRE DEGLI SMEDUCCI

"Le torri dei palazzi del podestà o dell'arengo e di quelli del Comune, pur essendo costruite nei secoli XIII e XIV sullo schema di quelle guerresche dei castelli e delle case medievali, di forma quasi sempre quadrata, servirono più come campanili civici che come strumenti di guerra: vi furono allogate le prigioni; la campana della cella terminale chiamava a raccolta i cittadini per le azioni guerresche, per i consigli, per le assemblee; nel tronco della torre, dove spesso si sospendevano gabbie di ferro che tenevano rinchiusi, qualche volta fino alla morte, rei di particolari delitti, furono aperte gallerie per i trombettieri e i banditori; meridiane, e, a cominciare dal secolo XV, grandi orologi murali ne ornarono le sommità".

Così si leggeva alla voce "Torre" nell'"Enciclopedia Italiana" del 1937 e ciò si può affermare della torre civica di San Severino, meglio nota come Torre degli Smeducci. Essa sorge sul vertice della collina detta di Monte Nero o Castello, a m. 342 circa sul livello del mare. È l'unico monumento di architettura militare che sia rimasto intatto a San Severino ed uno degli edifici più antichi di tutta la città, risalendo con ogni probabilità al XII o XIII secolo. Essa è a pianta quadrata e presenta complessivamente un'altezza di 40 metri dal piano di campagna.
La prima memoria nei documenti della torre di San Severino la si ha in una pergamena conservata nell'archivio storico comunale: in essa si legge che il 1° novembre 1307 Rainaldo Mercati, console delle arti, stipulò una convenzione con certo Deotesalve detto Siqualdo, il quale si impegnava di custodire la torre, giorno e notte, per la durata di un mese dietro compenso di 30 soldi ravennati.

Ma la torre di Castello non aveva solo funzioni difensive; essa serviva anche a diffondere suoni per segnalare momenti di pericolo, per la convocazione del Consiglio e per la scansione del tempo. Sulla sua cima erano collocati infatti il campanone del Comune e l'orologio pubblico. Anche il collocamento d i quest'ultimo nella torre risale ad epoca assai antica, avendosene notizia fin dal XV secolo quando il Comune già ne stipendiava il moderatore. Del campanone si ha memoria fin dal secolo XIV: in data 15 gennaio 1397 si trova il contratto stipulato con mastro Fidanza, fonditore dimorante a Camerino, per rifare la campana grossa del Comune e porla sulla torre, quale campana doveva pesare non meno di 4000 libbre e sentirsi, a tempo tranquillo, fino a Montecchio (oggi Treia).
Grazie alla sua altezza, che dominava largo tratto di territorio, la destinazione principale della torre era però quella di avvistamento e di segnalazione; dalla cima merlata le vedette potevano spaziare con lo sguardo per distanze notevoli e controllare ciò che accadeva nella valle.

Dal punto di vista prettamente strutturale, il primo elemento da considerare è l'altezza della torre stessa che originariamente era di metri 40 dal piano di campagna. La tradizione popolare narra però che la torre abbia, nel corso degli anni, subito numerosi interventi finalizzati a ridurne progressivamente l'altezza onde limitare il rischio di problemi di staticità. Tuttavia, di tali interventi non risulta ad oggi nessuna documentazione comprovante.
Si può assolvere con certezza che il primo importante intervento risale al 1560, e consistette alla costruzione dell'attuale cella campanaria, la quale ospitò la campana dopo un intervento di restauro necessario visto la precedente esposizione della stessa agli agenti atmosferici.
La veneranda età della torre ha fatto sì che essa fu vittima di tutti gli eventi sismici degli ultimi settecento anni, i quali hanno contribuito al suo deterioramento tradotto visibilmente in un'inclinazione provocante un fuori piombo di circa 85cm lungo la direzione Est-Ovest e di 25cm lungo quello Nord-Sud.

4.3 ANALISI STORICA DEGLI INTERVENTI

Anni 1972-73: venne svolto un insieme organico di lavori sulla Torre che portò alla realizzazione di uno zoccolo in fondazione ancorato con micropali profondi 20 metri. Vennero altresì armate le pareti nella parte basamentale, ancorate al parametro esterno con barre DYWIDAG, 8 solettoni di cemento armato in luogo dei solai lignei, cordolo in breccia sommitale in cemento armato 35x90cm, cuciture armate fino all'altezza della cella campanaria.

Anni 1979-80: nuova serie di 134 micropali in fondazione portati stavolta ad una profondità di 35 metri, alla ricerca di formazione non alterata. Il progettato intervento di stabilizzazione del versante non fu invece realizzato per mancanza di fondi.

Anno 1992: progetto di impianto di monitoraggio parzialmente istallato e mai eseguito.

Anno 1997: a seguito del drammatico sisma del settembre 1997, fu prevista la realizzazione di alcuni lavori di ristrutturazione della Torre comprendenti la demolizione degli ultimi due solettoni in cemento armato e la sostituzione degli stessi con un solaio di copertura tradizionale in legno, inserimento di tiranti al fine di rendere collaboranti i solai in c.a. con il paramento esterno della muratura, scuci e cuci nelle zone di muratura lesionate dal sisma, lo svuotamento e il successivo riempimento con materiale leggero delle due volte in laterizio della copertura e della cella campanaria, riempimento dei vuoti presenti all'interno dei muri a sacco mediante iniezioni di malta di calce e sabbia fatte dall'interno e dall'esterno dei paramenti in quantità di 4 iniezioni al metro quadro nella porzione di muratura compresa tra la quota q=+4.40m e la quota q=+10.38m ed in quantità di 3 al metro quadro nella parte di torre compresa tra la quota q=+10.38m e q =+15.51m e il calo a basso della campana appoggiata sul pavimento della cella campanaria.

4.4 RILIEVO DELLA TORRE

Lo studio del comportamento strutturale di un edificio è funzione della conoscenza della struttura stessa, sia in termini architettonici, che strutturali. È di fondamentale importanza che l'analisi che si esegue si deve basare su un rilievo dettagliato del manufatto oggetto di studio.

Di seguito, quindi, verrà riportato il rilievo geometrico, critico e dei materiali che costituiscono la Torre degli Smeducci. Si ricorda che, per quanto riguarda quello geometrico delle piante e della sezione, ci si affida agli elaborati realizzati dall'Arch. Luca Maria Cristini e dall' Ing. Luca Sabbatini in occasione dei lavori di recupero strutturale eseguiti dopo gli eventi sismici dei Umbria e Marche del 1997.

Per quanto riguarda i prospetti e la loro tessitura muraria è stato effettuato un rilievo fotogrammetrico eseguito da terra e con drone.

Pianta seminterrato (q = -2,40m)

Il piano seminterrato è costituito da due vani adiacenti non comunicanti, di cui uno fa parte del corpo principale della Torre mentre l'altro è posto al di sotto del piccolo edificio adiacente sul lato sud. Al primo si accede tramite un incasso in muratura contro terra che permette, non agevolmente, di raggiungere, tramite una piccola scala non fissa in legno, la quota di calpestio del piano posta a -2,40m, in cui è presente una pavimentazione in terra battuta.

A livello strutturale il piano il corpo della torre si presenta con maschi murari di notevole spessore pari a circa 2.20m per lato. L'elevato spessore dei muri permette di affermare che siano muri a sacco, costituiti da paramenti esterni in pietra e materiale incoerente all'interno, i quali sono stati rinforzati, nell'ultimo intervento di recupero strutturale, con tirantini antiespulsivi, costituiti da barre in acciaio inox imbullonate con dadi e rondelle sui paramenti e iniezioni di malta di calce e sabbia fatte dall'interno e dall'esterno dei paramenti. Inoltre, dalla figura sottostante è possibile notare la presenza dei 4 setti in c.a. di spessore 20cm costituenti la cerchiatura interna, sempre di nuova realizzazione, collegata alla muratura della Torre, finalizzata a garantire la collaborazione degli elementi verticali resistenti, tramite i tirantini. La figura mostra inoltre l'impronta in pianta del basamento fondale in pietra ripreso con rinforzi in

calcestruzzo armato e con un sistema di tiranti verticali posti in adiacenza degli spigoli interni della torre ed ancorati alla sommità e in profondità al terreno.

Per quanto riguarda la pertinenza adiacente al corpo centrale della Torre, i maschi murari, sempre composti da una muratura a sacco con paramenti in pietra e materiale incoerente all'interno, presentano spessori che si aggirano intorno al metro in prossimità del basamento fondale fino a raggiungere circa i 60cm all'altezza della copertura a capanna. Anch'essi sono stati rinforzati con iniezioni di malta di calce e sabbia.

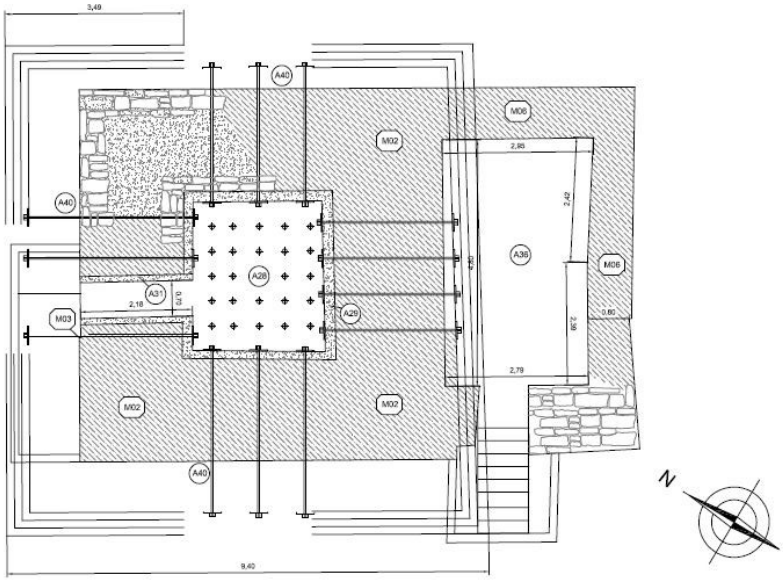


Fig. 4.5_ pianta piano interrato

Pianta piano terra (quota zero)

Sezionando con un piano orizzontale posto a quota 0, si incontra ancora il piano seminterrato della Torre e il piano terra dell'edificio adiacente. A questo si accede tramite uno scalino in pietra con alzata di circa 18cm. Il piano si presenta come un unico vano e le murature della pertinenza in sacco di pietra non intonacate internamente ed esternamente presentano dei profili non longilinei con un evidente dente esterno a circa metà del lato sud.

A livello strutturale la situazione è praticamente identica a quella descritta per il piano seminterrato.

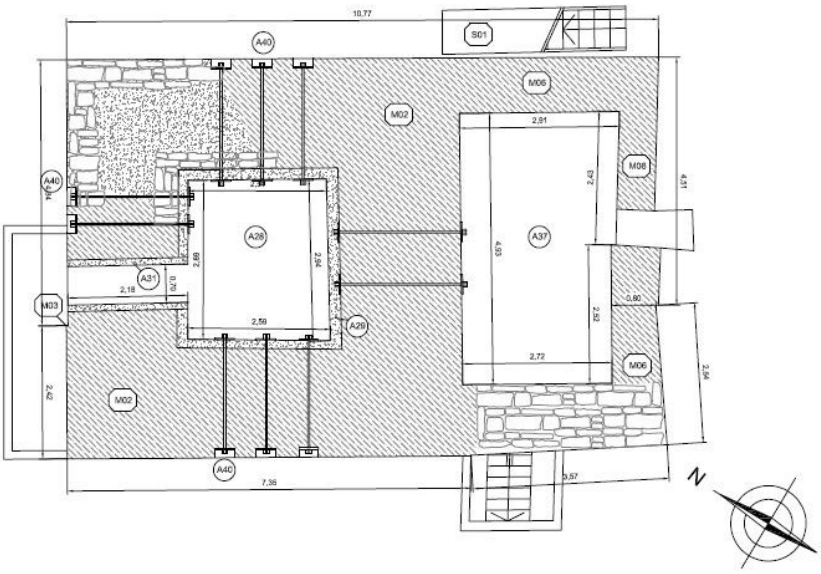


Fig. 4.6_Pianta piano terra

Pianta primo piano (q = 3,19m)

Percorrendo la scala esterna in acciaio posta al lato Nord-Est, si entra nel piano superiore del piccolo edificio, dal quale si accede, tramite un'apertura interna, al solaio della torre, posto a q = 3,19m.

Dall'interno di questo vano è ancora possibile notare la cerchiatura interna in calcestruzzo armato messa in opera durante gli ultimi lavori di recupero strutturale.

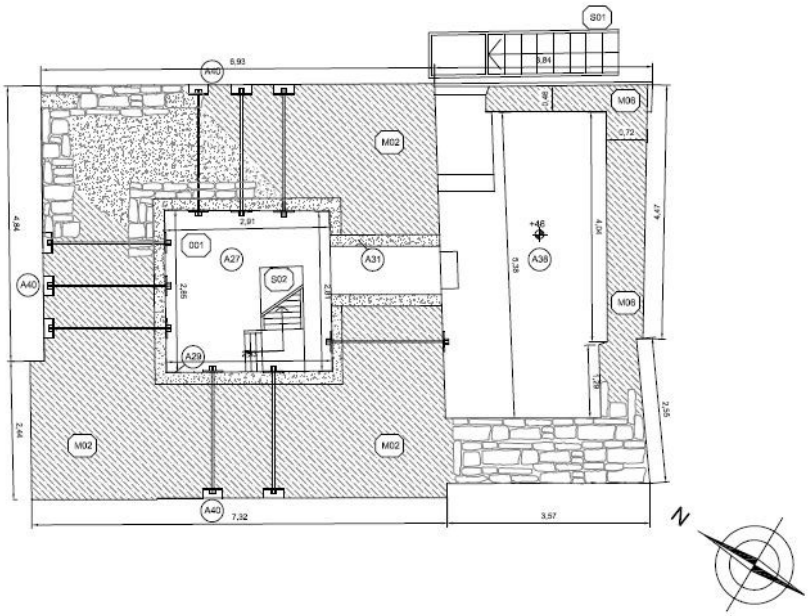


Fig. 4.7_Pianta primo piano

Pianta secondo piano (q = 6,65m)

Il piano primo della Torre è l'ultimo, in altezza, che presenta una tipologia muraria identica ai piani sottostanti, in muratura a sacco con paramenti in pietra e materiale incoerente all'interno. Ritroviamo spessori delle murature di circa 1.80m mentre non sono più presenti la cerchiatura interna in c.a. e i tirantini antiespulsivi per migliorare la risposta strutturale degli elementi resistenti verticali.

Esso è collegato con gli altri piani tramite scale in acciaio molto ripide.

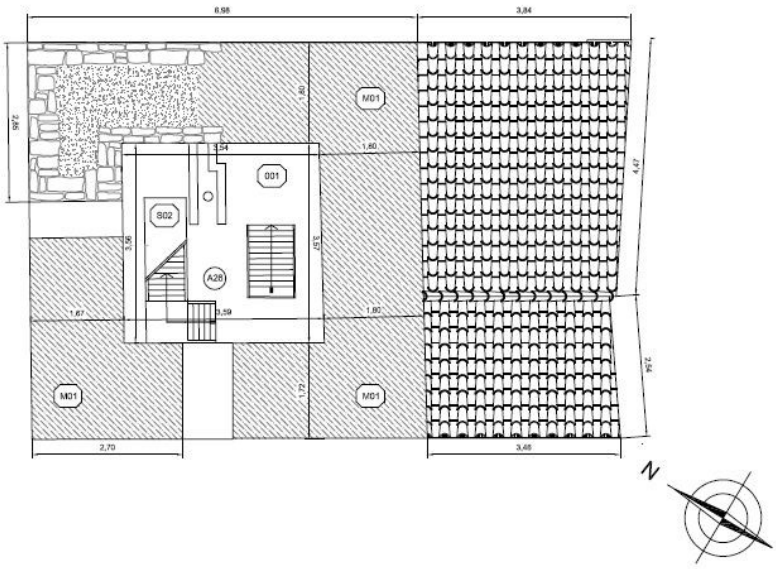


Fig. 4.8_Pianta secondo piano

Pianta terzo (q = 13,25m) e quarto piano (q = 18,40m)

Da questa quota in poi, come già detto, cambia la tipologia muraria, e si passa dalla tipologia a sacco con cortine esterne in pietra bianca a quella a sacco con cortine in mattone pieno. La pietra viene usata come raccordo agli angoli delle pareti.

Si nota una riduzione dello spessore della muratura, andando da uno spessore iniziale di circa 1,70m a 1,30m del quarto piano.

Sono inoltre presenti, per scongiurare meccanismi locali di ribaltamento fuori dal piano e garantire un maggior comportamento scatolare della struttura, delle catene in acciaio con capochiave a paletto.

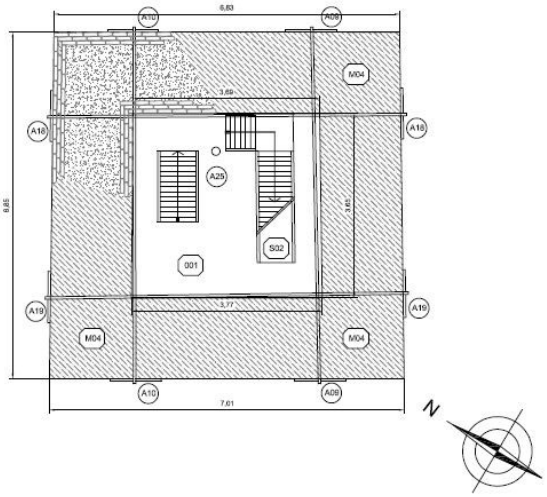


Fig. 4.9_Pianta terzo piano

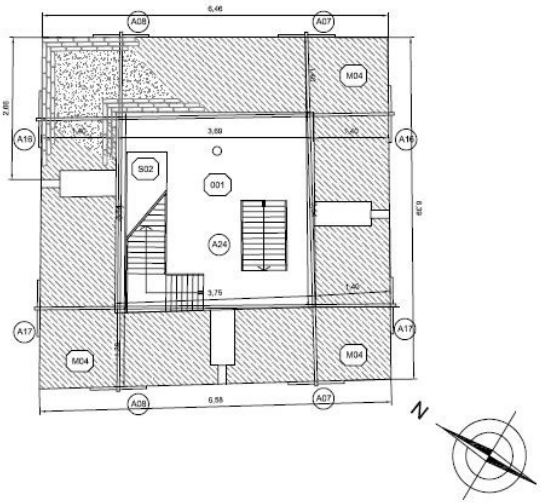


Fig. 4.10_Pianta quarto piano

Pianta quinto piano (q = 23,57m)

Continuando a salire ci si ritrova al quinto piano, che, col solaio situato a quota q=23,57m, completa il corpo centrale della torre.

Caratteristica particolare di questo piano è la presenza della prima delle due volte a botte, la quale presenta una luce di circa 4,50m e una quota d'imposta di circa 2,30m dal solaio.

È presente al lato Nord-Ovest una nicchia nella parete che funge da collegamento verticale con il piano superiore e bypassa la volta. Essa è evidenziata dalla seconda sezione orizzontale posta circe a 3m d'altezza rispetto l'altra.

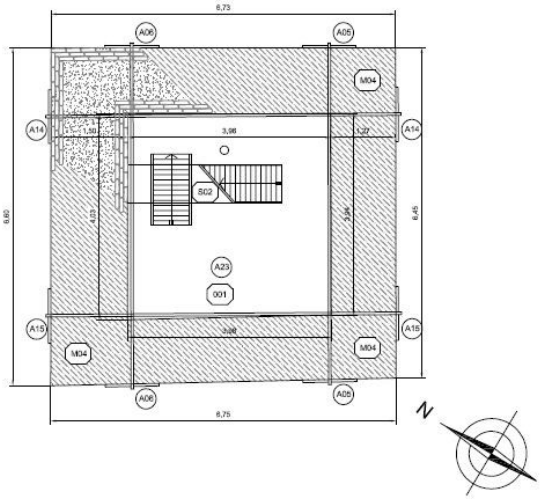


Fig: 4.11_Pianta quinto piano

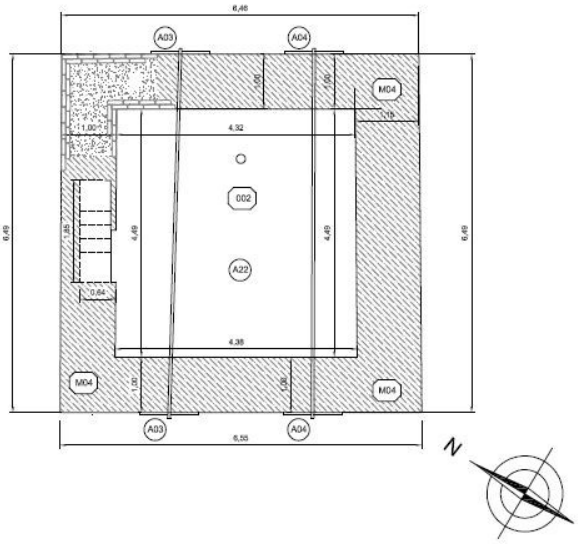


Fig. 4.12_Particolare nicchia parete Nord-Ovest

Pianta sesto piano (q = 28,68m)

Dalla nicchia descritta dalla seconda sezione orizzontale del quinto piano si passa al piano che ospita la cella campanaria.

Essa è caratterizzata da quattro ampie aperture e ha in alto la seconda volta a botte, la quale, con un diametro di circa 5,30m, è la più ampia.

Da questo piano si accede al sottotetto (del quale non si hanno informazioni da una sezione che verrà inserita di seguito) tramite un'apertura simile a quella descritta per il collegamento dal piano inferiore, ma stavolta posta a Sud-Est.
A livello strutturale qui c'è un ulteriore cambio di tipologia muraria: si passa dal sacco con cortine esterne costituite da mattoni pieni a un muro pieno a 5 teste.
Lo spessore delle pareti è di circa un metro.

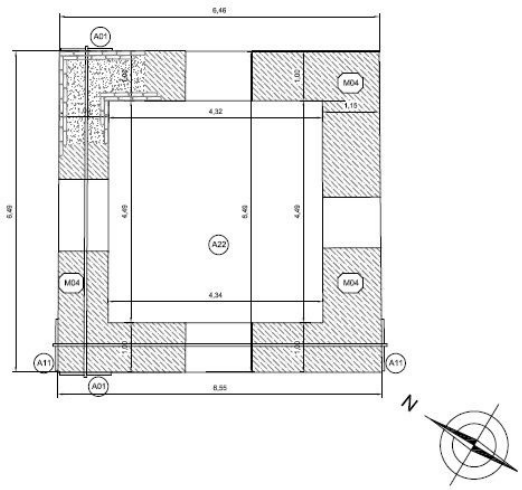


Fig. 4.12_Pianta sesto piano

Solai e copertura

Tutti i solai della Torre sono costituiti da solette in calcestruzzo armato di spessori che variano dai 20 ai 30cm. La nuova copertura a capanna in legno, realizzata a seguito dell'intervento di recupero strutturale dopo gli eventi sismici di Umbria e Marche 1997, è composta da orditura principale in travi 24x24cm, listelli 8x8cm, soletta in calcestruzzo di 3cm armata con rete elettrosaldata φ8 passo 20x20cm, pianellato in laterizio spessore 3cm e manto di copertura in coppi.
Di seguito si riporta la carpenteria del tetto in legno e la sezione di tutto l'apparato della copertura relativa al sottotetto; da qui si possono osservare le dimensioni murarie, le quali si riducono ad un muro a 3 teste.

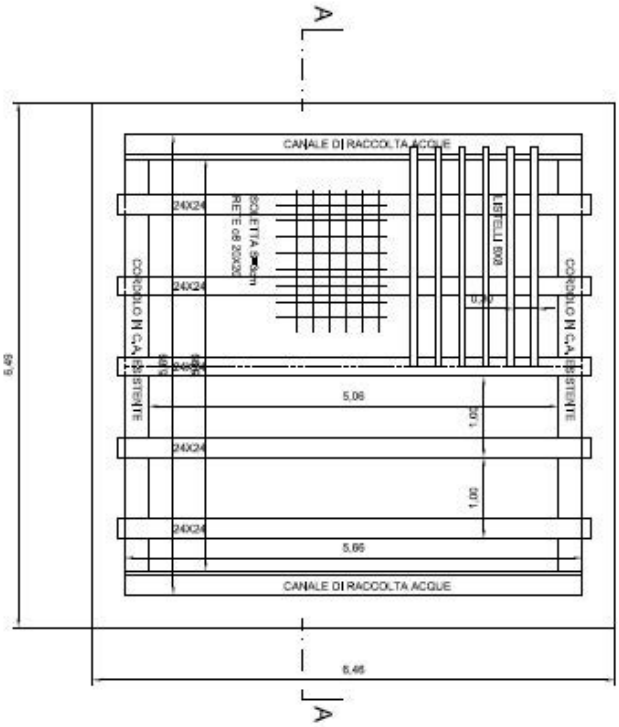


Fig. 4.13_Carpenteria copertura in legno

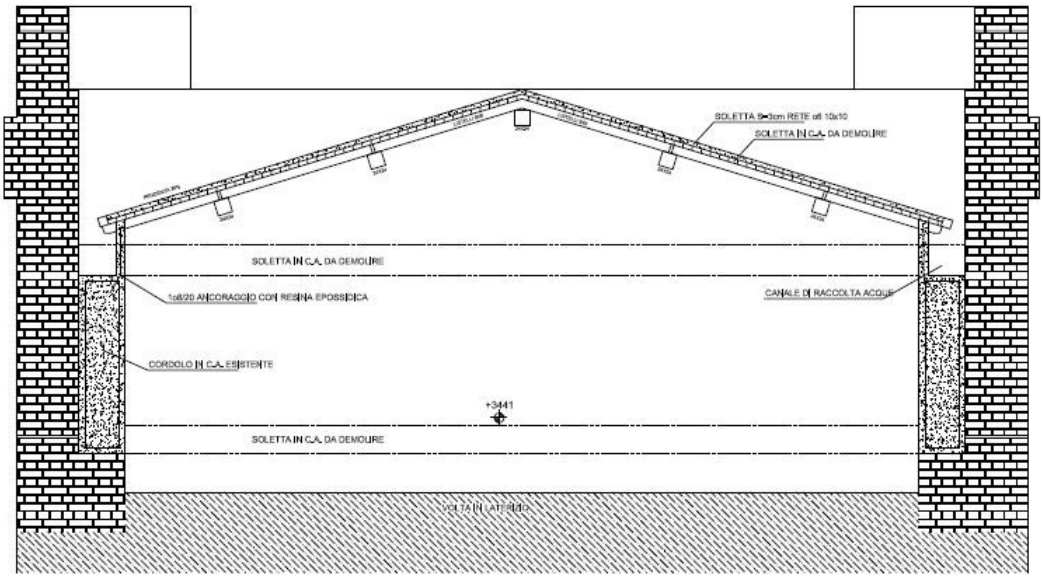
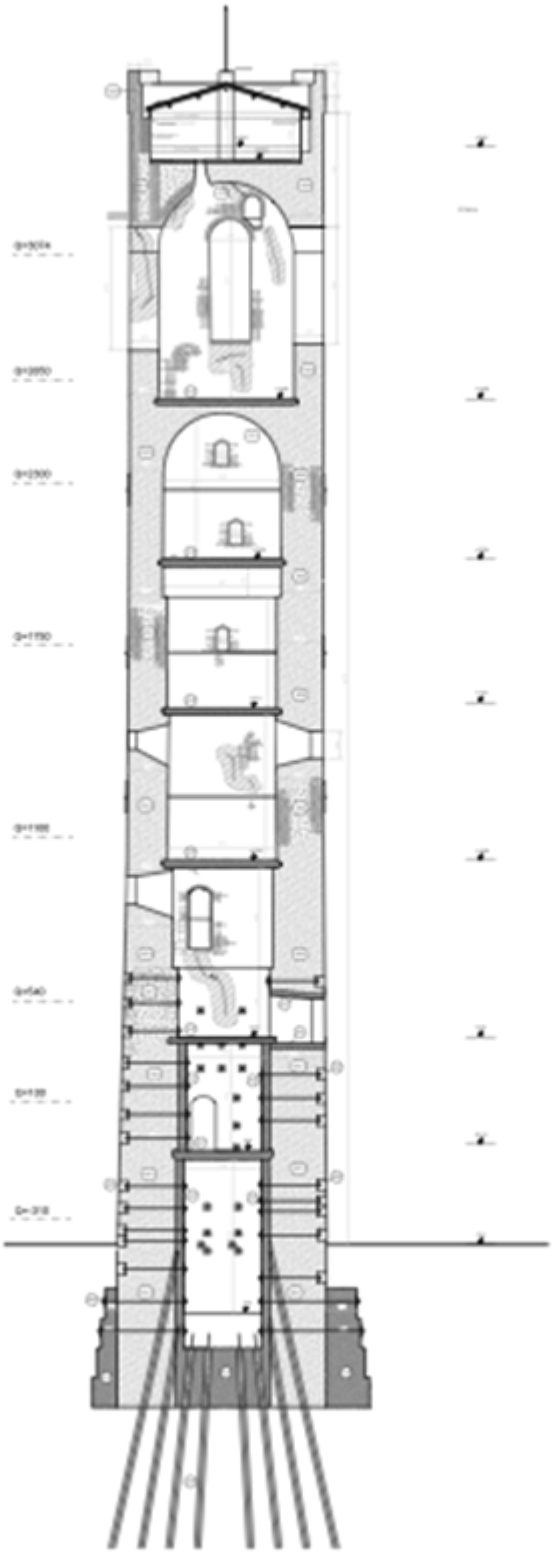
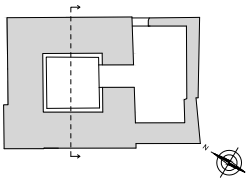


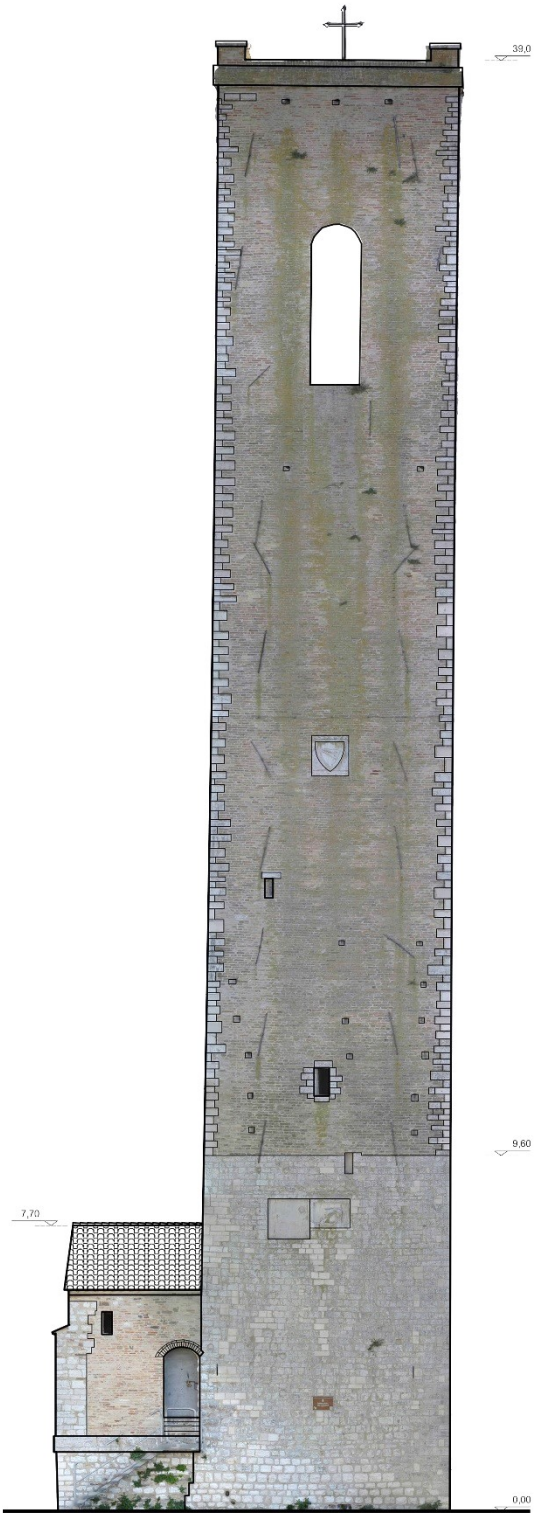
Fig. 4.14_Sezione copertura A-A

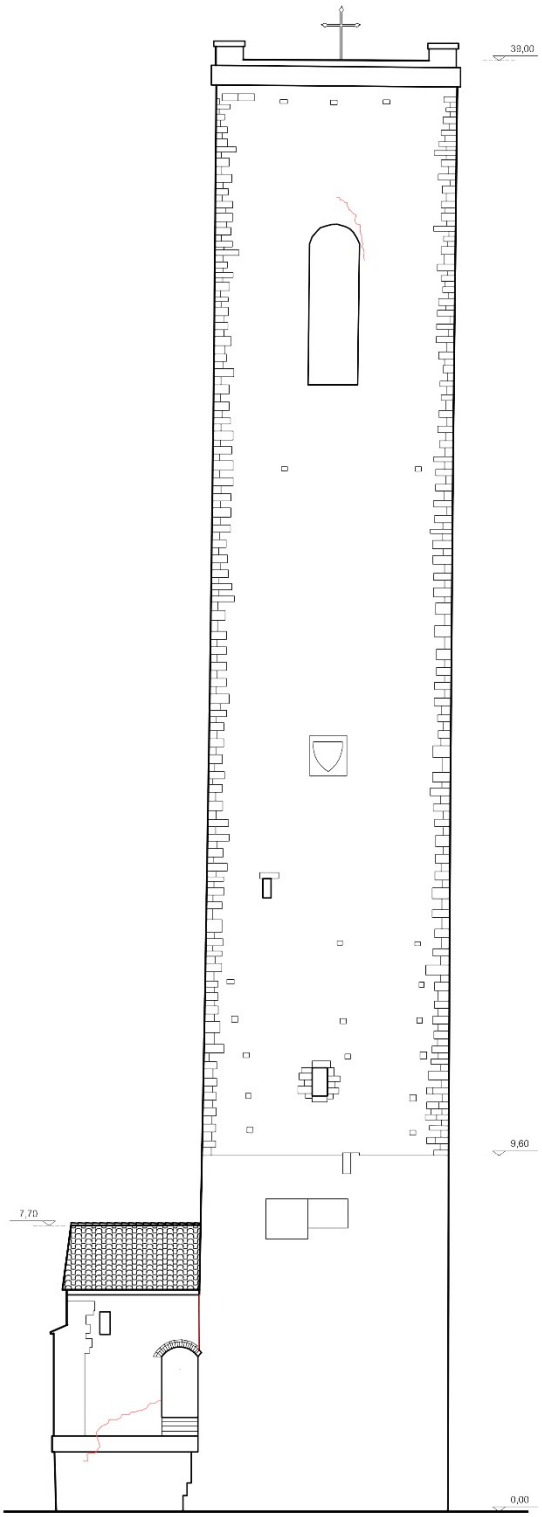
Sezione lato Sud



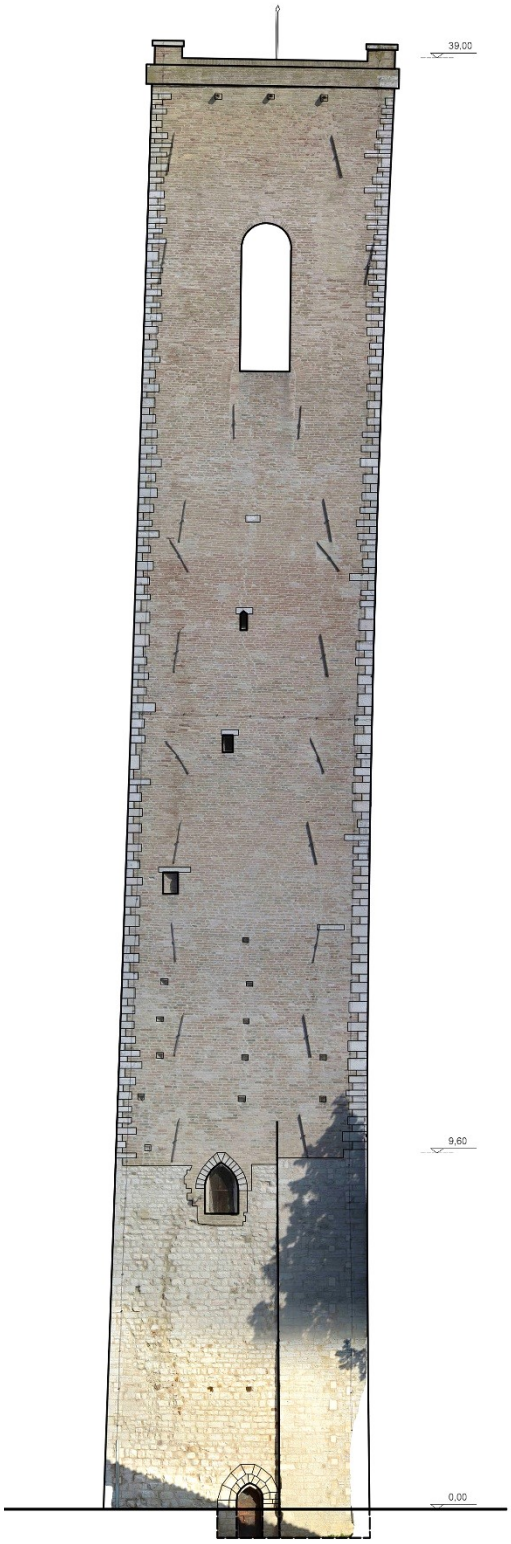


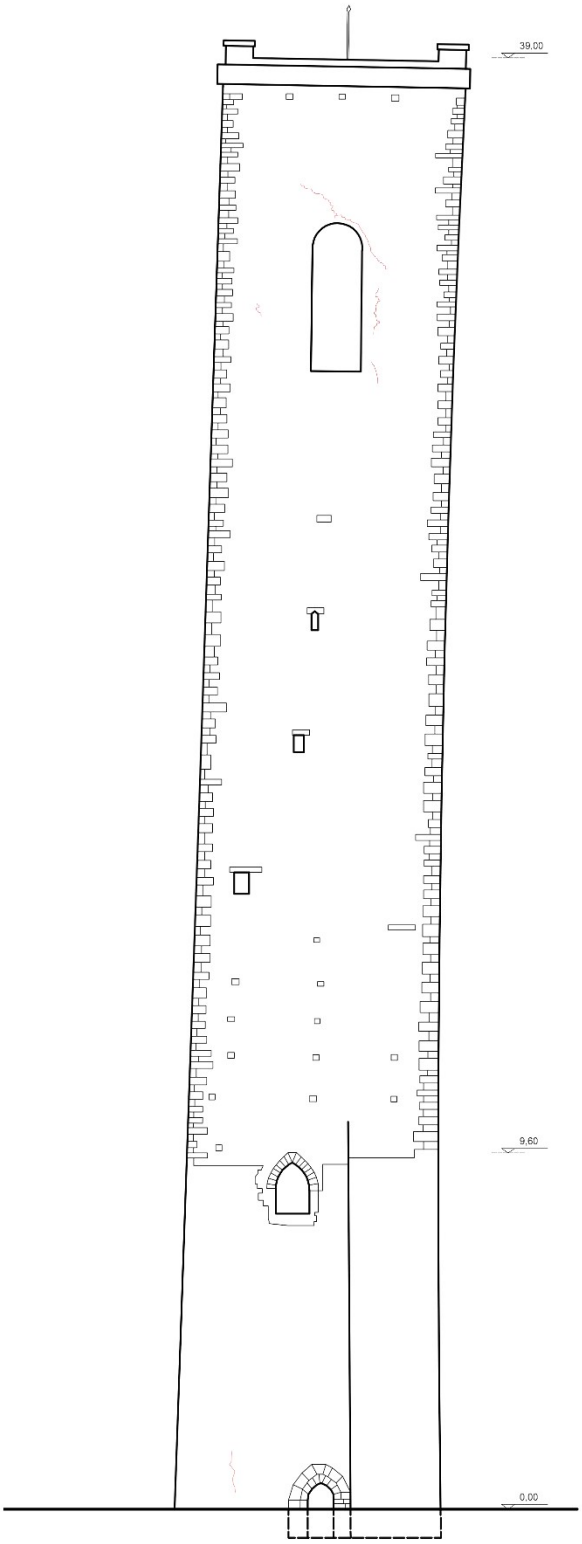
Prospetto Est



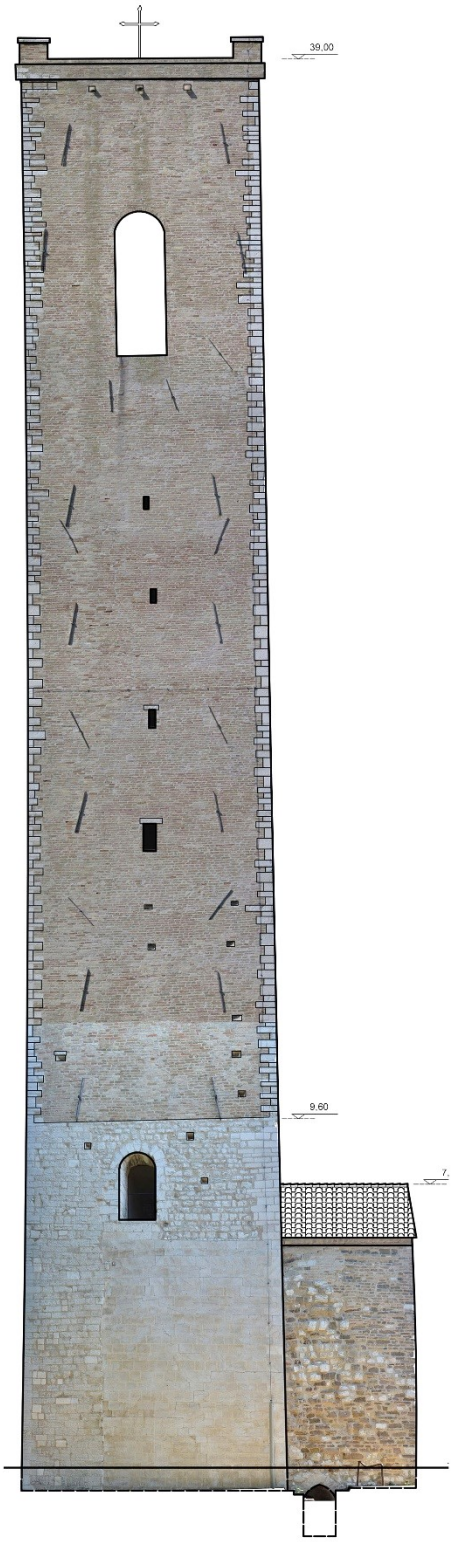


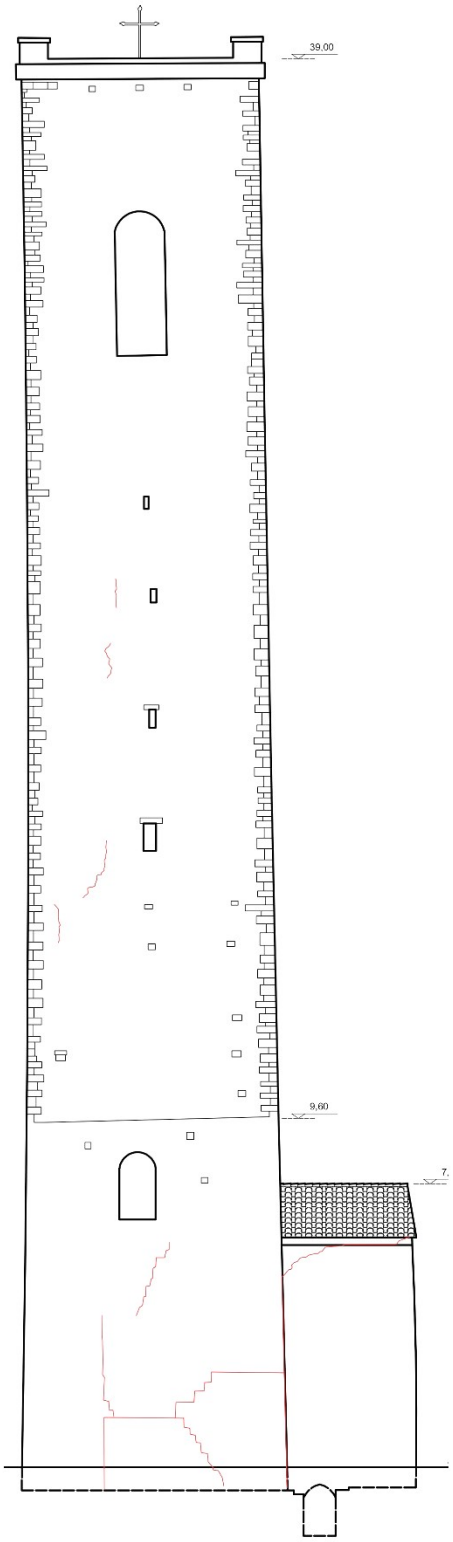
Prospetto Nord



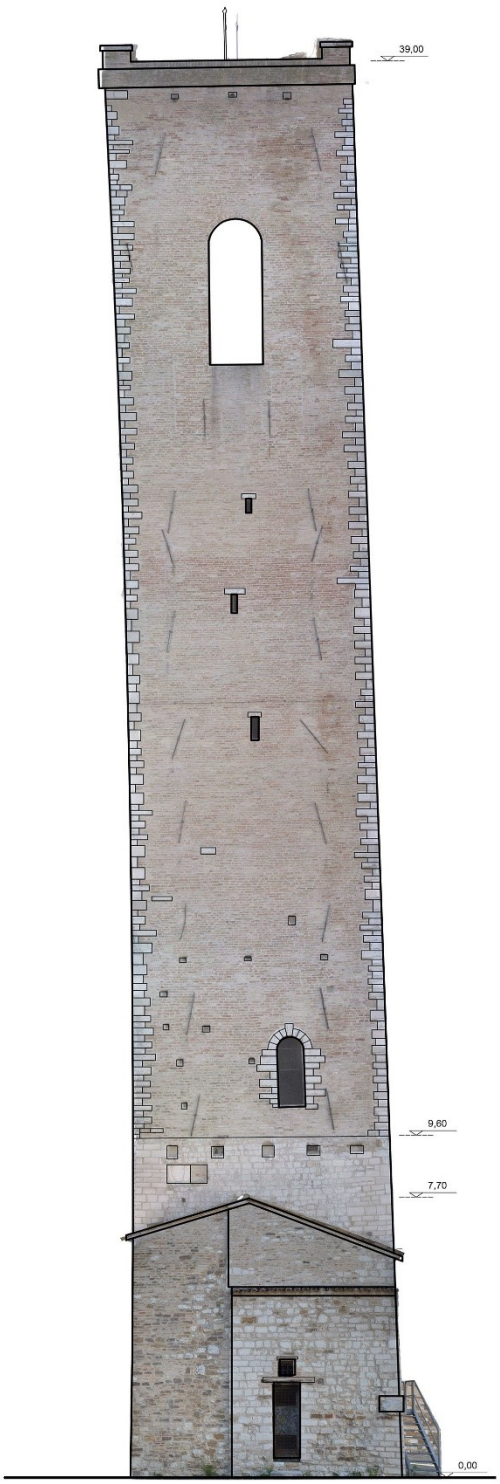


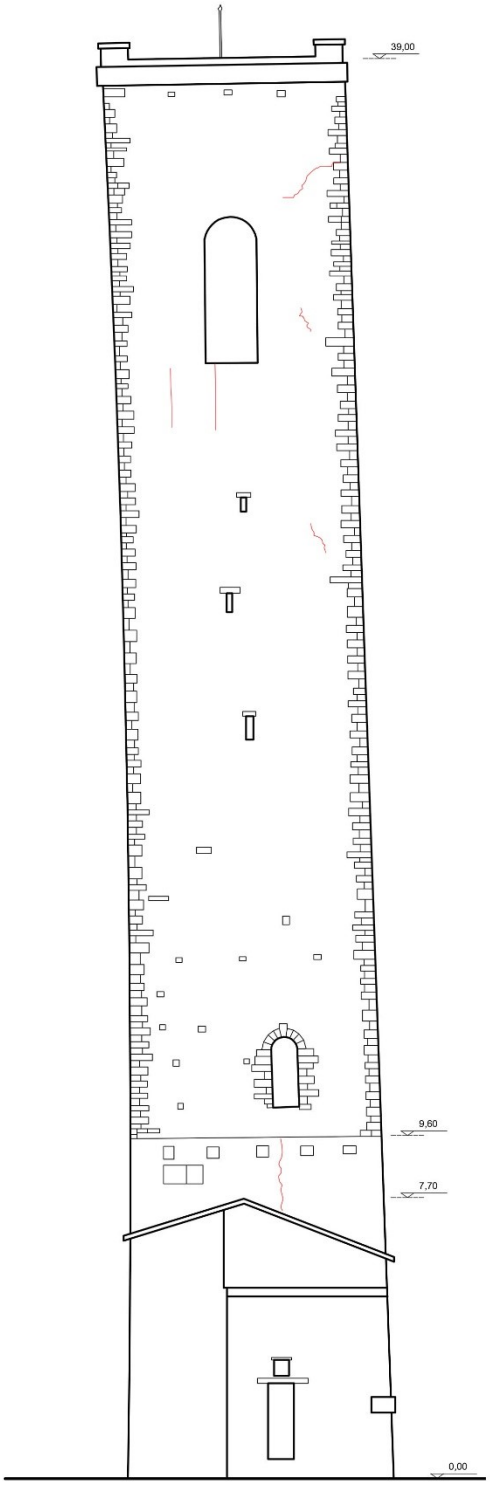
Prospetto Ovest





Prospetto Sud





Inclinazione e strapiombo

Il rilievo della geometria della Torre ha consentito di individuare alcuni aspetti e criticità, già noti nella storia e fonte di preoccupazione per la sua stabilità, quali l'elevata snellezza, l'inclinazione e lo strapiombo della struttura. La Torre presenta, visibile anche ad occhio nudo, una pendenza globale media, dalla linea di terra alla cima, di circa 1.45 gradi in direzione Nord- Ovest. Tale inclinazione della Torre non è però costante, infatti è possibile notare come dalla quota del basamento fondale alla quota +3.64m l'andamento in verticale del fabbricato sia piuttosto retto al contrario dell'ultimo tratto in cui si denota una maggiore inclinazione dello spigolo in comune tra i prospetti Nord e Ovest in direzione Ovest di circa 1.70 gradi. Di questo spigolo, il più sporgente della Torre, ne è stato misurato anche lo strapiombo rispetto alla linea di terra, che misura circa 98cm in direzione Ovest e circa 25cm in direzione Nord. Dal rilievo emerge anche l'irregolarità delle piante in elevazione e quindi non tutti gli spigoli della Torre presentano lo stesso grado di inclinazione.

4.5 RILIEVO CRITICO DELLA STRUTTURA

Dopo aver analizzato, per ogni piano, la tipologia di muratura che costituisce la torre, si è passato a un livello di dettaglio ancora maggiore riguardante la struttura. Questa fase la si può essenzialmente suddividere in due punti:

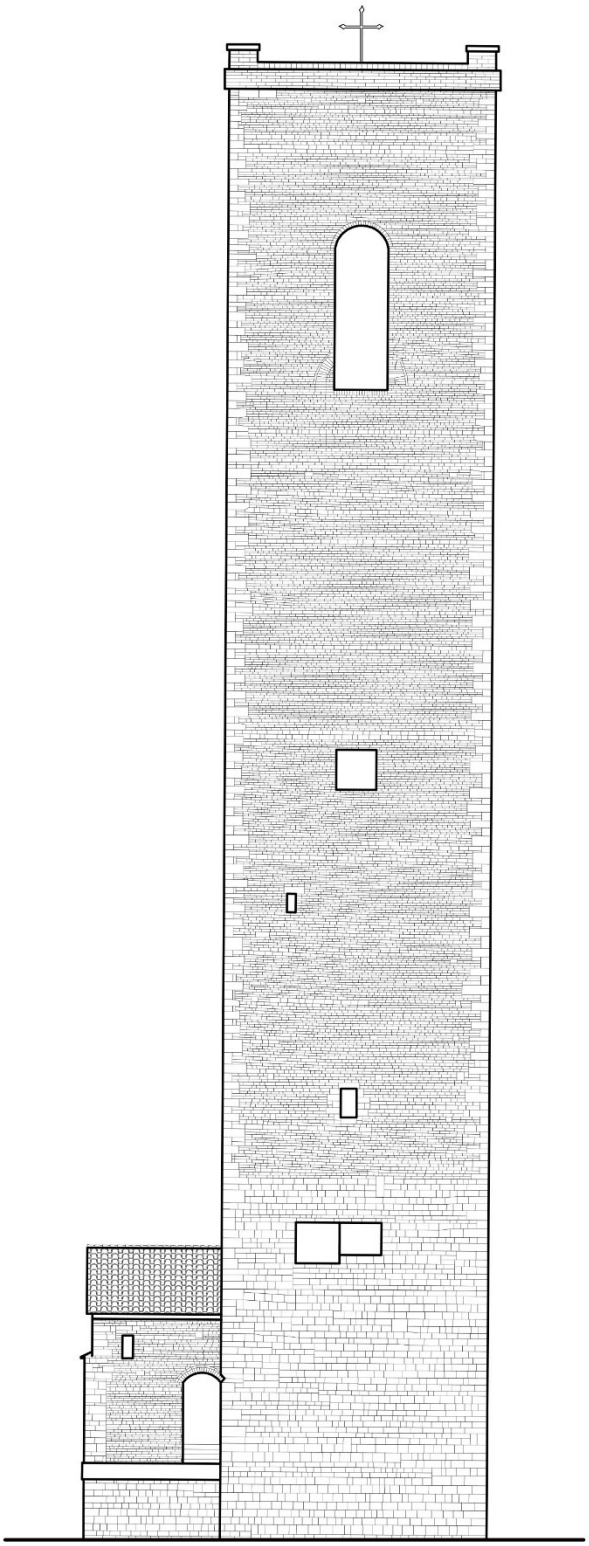
- Rilievo della tessitura muraria mattone per mattone;
- Analisi dei parametri meccanici dei materiali utilizzati.

Riguardo al **rilievo della tessitura muraria**, si è partiti da quello geometrico dei prospetti indicato precedentemente, e svolto, come già accennato, mediante un processo fotogrammetrico. Inizialmente è stato eseguito un rilievo fotografico da terra mediante l'uso di una reflex Nikon D3200 con obbiettivo Nikon 18-105mm, e in volo utilizzando il drone Xiaomi MiDrone con fotocamera Full HD stabilizzata.

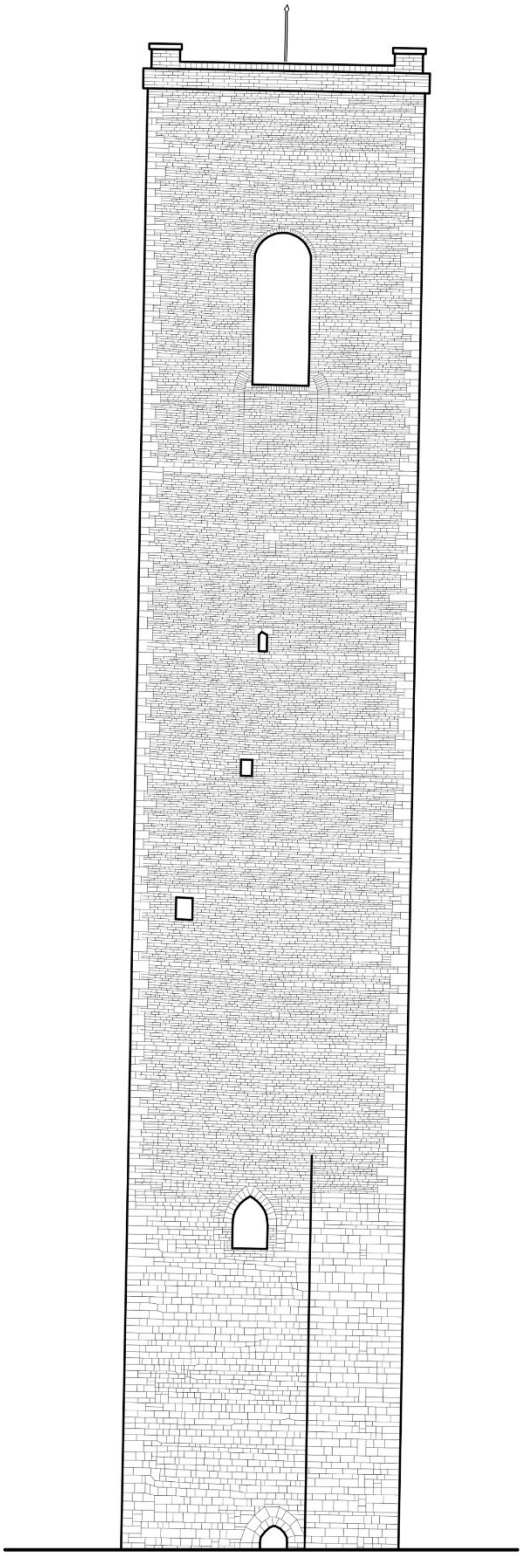
La grande mole di immagini è stata poi processata nel software Agisoft Metashape, ottenendo così i quattro prospetti rilevati con un livello di zoom da permettere la distinzione della tessitura muraria mattone per mattone.

Essa è stata successivamente ricalcata nel software Autodesk AutoCAD, ricavando così i seguenti quattro prospetti.

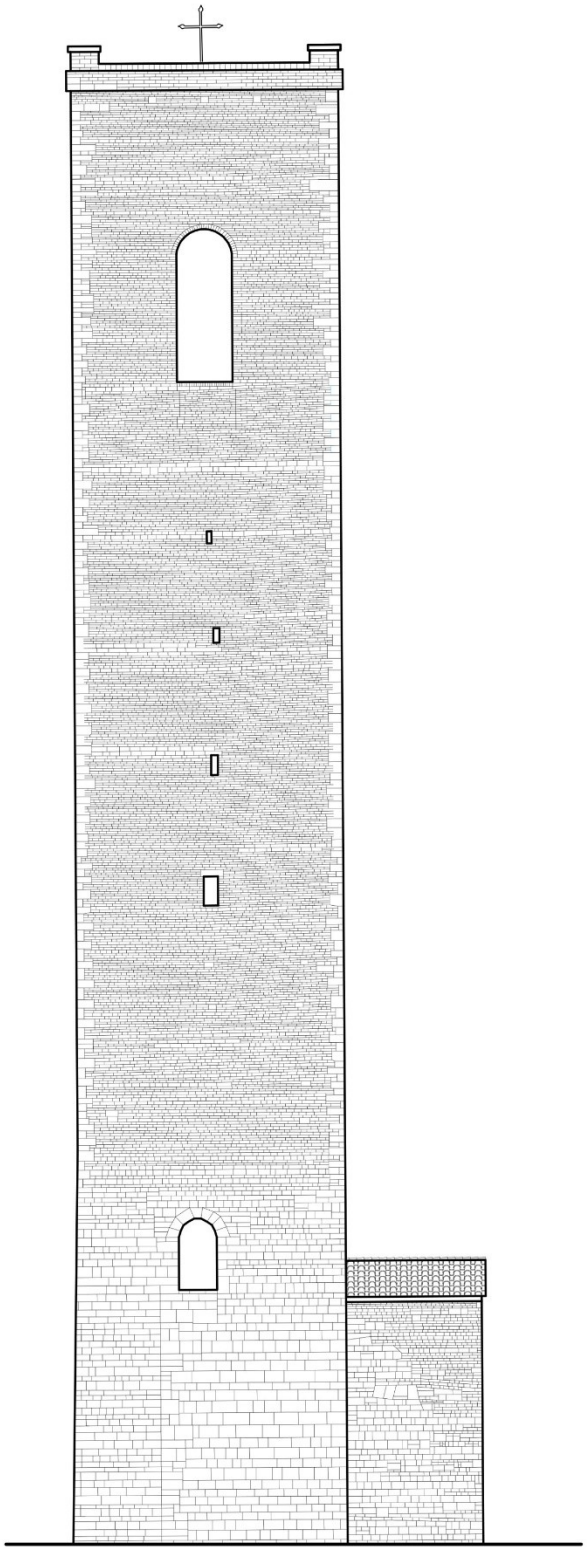
Prospetto Est



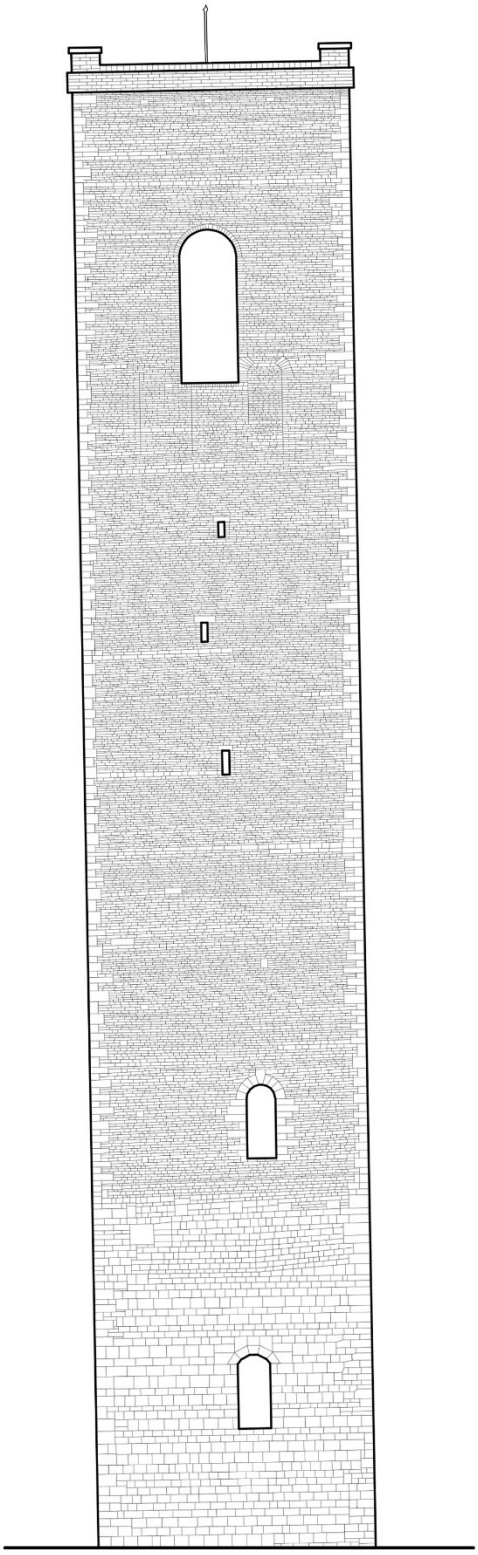
Prospetto Nord



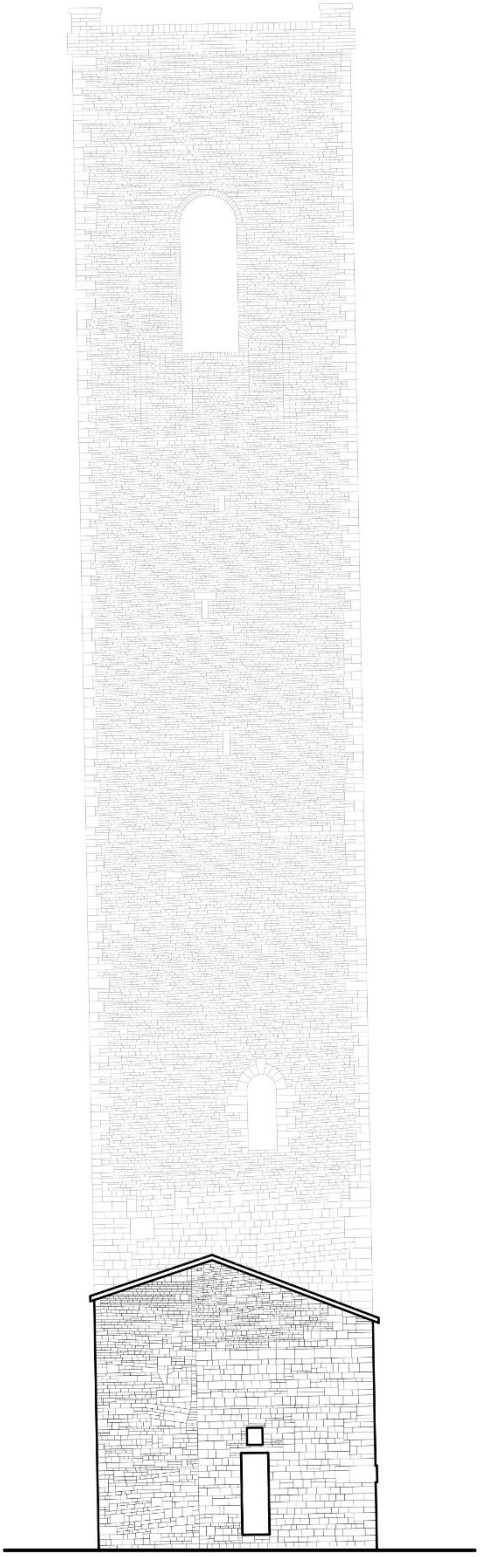
Prospetto Ovest



Prospetto Sud



Prospetto Sud – Edificio adiacente alla torre



Si noti che, rispetto al rilievo geometrico, qui è stato effettuato un foto-raddrizzamento, rendendo la torre perfettamente rettilinea, per poi apportare un'inclinazione costante tale da riacquisire i rispettivi valori di fuoripiombo reali. È stata accettata questa piccola approssimazione per avere più facilità di opera nella fase successiva, ovvero quella della modellazione in 3d, altrimenti troppo onerosa.

Riguardo invece **la analisi dei parametri meccanici della muratura**, l'impossibilità di effettuare indagini approfondite ha condotto il processo di individuazione dei materiali e del loro stato qualitativo mediante la sola osservazione in sito.
Preso atto delle caratteristiche materiche presenti, il reperimento di parametri è stato affidato alla normativa vigente, le NTC '18.
Più specificamente i valori sono stati presi nella tabella 8.5.1 della Circolare n.7 del 21 gennaio 2019, "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018", come già indicato nel capitolo 1.

Tipologia di muratura	f (N/mm²)	τ_0 (N/mm²)	f_{v0} (N/mm²)	E (N/mm²)	G (N/mm²)	w (kN/m³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es,: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Fig. 4.15_Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, F0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), fv0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

I valori del peso relativi a calcestruzzo armato (dei diaframmi di rinforzo del piano seminterrato, piano terra e primo piano) e legno (per le coperture) sono stati estrapolati dalla tabella 3.1.1 del DM del 17 gennaio 2018.

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m³]
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcare compatto	26,0
Calcare tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legnami	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0
Sostanze varie	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0

Fig. 4.16_Pesi dell'unità di volume dei principali materiali

5 METODO NSCD: NON SMOOTH CONTACT DYNAMIC

A livello macroscopico il comportamento di un materiale discontinuo come la muratura può essere assimilato a quello di un sistema continuo equivalente; il Metodo degli Elementi Finiti (FEM) può essere utilizzato in tal caso con la difficoltà di disporre modelli reologici capaci di descrivere un comportamento così complesso.
A scale più piccole la modellazione deve tener conto sia del comportamento di ciascun componente della struttura, sia delle interazioni di ogni elemento con quello adiacente: questo è quello che il Metodo degli Elementi discreti (DEM) si propone di descrivere e, in particolare, il metodo Non Smooth Contact Dynamics
Il metodo Non Smooth Contact Dynamics (NSCD) è stato ideato e sviluppato da M. Jean e J.J: Moreau, ed è un metodo particolarmente efficace per descrivere il moto dinamico e l'interazione tra i blocchi di una struttura muraria, ovvero un sistema organizzato di elementi rigidi che scorrono e impattano tra loro. Essendo un algoritmo che descrive un moto regolato da leggi dinamiche, esso è in grado di convergere a risultati sperimentalmente dimostrati in ambiti nei quali algoritmi di tipo quasi-statico non riescono. Un esempio su tutti è proprio il caso studio in questione, ovvero una torre in muratura storica colpita da un'azione sismica.
In quest'ottica i giunti sono visti come superfici di contatto tra i blocchi, in cui tutto è disciplinato mediante determinate leggi costitutive. Tutto ciò permette di compiere studi e analisi approfondite sulle strutture murarie il cui scopo è principalmente la ricerca e il progresso scientifico sull'ambito delle strutture in muratura e sul loro comportamento sismico.
Essendo il modello costituito da elementi separati posti a contatto tra loro, con esso si possono rappresentare fenomeni di scorrimento e/o fessurazione, mostrando i meccanismi di danno delle strutture oggetto di studio in maniera quanto più realistica possibile finora.

Per ottenere una soluzione del modello DEM che sia fedele alla realtà da simulare, bisogna seguire cinque punti fondamentali:

- Suddividere il dominio del problema del problema e identificare la tipologia di elementi con cui suddividere il sistema;
- Rappresentare la rigidezza dei blocchi;
- Sviluppare un algoritmo per l'identificazione dei contatti;
- Formulare le equazioni del moto del sistema;
- Integrare le equazioni del moto e aggiornare i contatti tra i blocchi, che ogni volta variano in conseguenza dei movimenti e delle deformazioni eventuali cui il sistema è soggetto.

Nel caso della modellazione della Torre degli Smeducci, si è optato, come si fa generalmente, ad una modellazione con blocchi che, per ipotesi, sono rigidi, così da ottenere da un lato una più facile gestione degli spostamenti reciproci dei blocchi, dall'altro una efficienza computazionale molto maggiore.
Va comunque sottolineato che in uno spazio tridimensionale, viste le molteplici possibilità di movimento e interazione tra le facce, spigoli e vertici, la complessità del problema e la sua implementazione numerica sono comunque notevoli, a tal punto che, per modelli da una certa mole in poi, si incorre a difficoltà legate alle possibilità di calcolo e alle tempistiche.
I modelli ad elementi discreti tendono ad impiegare algoritmi time-stepping (passo-passo) così da dover risolvere problemi quasi statici.
Ciascun sistema meccanico può essere descritto attraverso un modello fisico che si traduce spesso attraverso un'equazione differenziale, un'equazione integrale o un'equazione alle derivate parziali, le quali legano fra loro le grandezze che intervengono nel sistema oggetto di studio.
La risoluzione analitica di un problema differenziale si traduce nell'ottenimento dei parametri incogniti del sistema, ad esempio il campo delle velocità, degli spostamenti, etc., in funzione di una o più variabili che possono assumere un'infinità di valori possibili. Nel caso in cui la risoluzione analitica non è possibile, è necessario il ricorso al calcolo numerico.

La risoluzione numerica di un problema consiste nell'approssimare la soluzione continua grazie alla discretizzazione spaziale e temporale delle equazioni.

5.1 DETERMINAZIONE DELLE LEGGI DI CONTATTO

Per leggi di contatto si intende le relazioni che hanno il compito di descrivere localmente il moto e l'interazione tra due blocchi candidati all'analisi. Dividendo il moto nella direzione normale alla superficie di contatto e nelle direzioni tangenziali, a tali direzioni possono essere associate differenti relazioni: alla prima si associa la Legge Signorini, alle seconde la Legge di Coulomb.
Si consideri, nel campo R^2 un corpo "candidato" O' e il suo corpo "antagonista" O.
Si consideri ora i punti P e P' prossimi al contatto, ovvero la cui distanza d (PP') sia la più piccola rispetto agli altri punti.
Dal punto P' si può dividere il moto del corpo O' in due direzioni: una normale che va verso P, descritta dal vettore N, e l'altra tangenziale descritta dal vettore T.

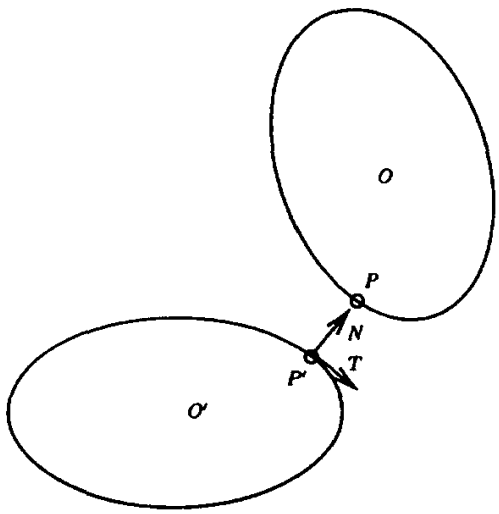


Fig. 5.1_Sistema locale (NSCD)

Legge Signorini

Per quanto riguarda la direzione normale alla superficie, il contatto viene descritto dalla Legge Signorini. Esso deve essere unilaterale, ovvero non deve esserci compenetrazione tra i due blocchi. Inoltre, due blocchi posti in contatto non possono attrarsi reciprocamente, cioè la reazione che si crea non può essere negativa, e deve essere nulla se il contatto non c'è.

Ritornando alla fig. 5.1, possiamo tradurre tutto ciò con le seguenti tre relazioni:

$$R_N \geq 0 \tag{1}$$

$$g \geq 0 \tag{2}$$

$$R_N g = 0 \tag{3}$$

in cui:

- R_N è la Reazione normale alla superficie;
- g indica la distanza dei punti P e P'.

La (3) è denominata "condizione Signorini e sta proprio a indicare che la reazione si attiva solo in fase di contatto, ovvero:

$$se\ g > 0 \rightarrow R_N = 0 \tag{4}$$

Graficamente la Legge Signorini può essere tradotta nel seguente grafico:

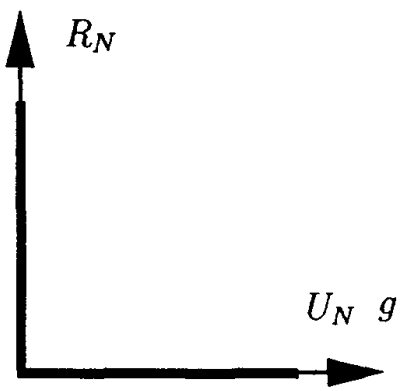


Fig. 5.2_Legge Signorini

Legge di Coulomb

Riguardo invece le direzioni tangenziali, si può parlare di attrito tra i blocchi ed è descritto dalla legge di Coulomb, la quale afferma che, parallelamente alle superfici poste a contatto, si genera una reazione tangenziale R_T, proporzionale a R_N e al coefficiente d'attrito statico μ. In particolare, la legge indica che lo scorrimento tra i blocchi non avviene fintanto che R_T non supera il limite di Coulomb.

Superata questa soglia, lo scorrimento seguirà la direzione parallela alle superfici di contatto, ma con verso opposto alla reazione R_T.

Riferendosi sempre alla fig. 5.1, la legge di Coulomb è riassunta attraverso le seguenti relazioni:

$$\|R_T\| \leq \mu R_N \tag{5}$$

$$\mu R_N : u_T^+ \neq 0 \rightarrow R_T = \mu R_N \frac{u_T^+}{\|u_T^+\|} \tag{6}$$

in cui:

- R_T è la reazione tangenziale;
- u_T è lo scorrimento tangenziale;
- R_N è la reazione normale;
- μ è il coefficiente d'attrito statico.

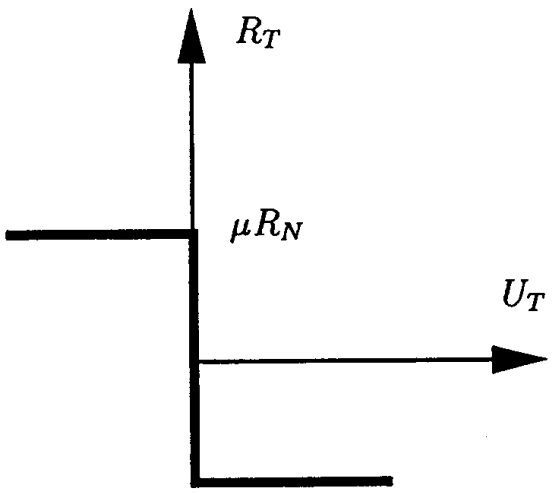


Fig. 5.3_Legge di Coulomb

5.2 DETERMINAZIONE DELL' EQUAZIONE DINAMICA

Nel caso di sistemi regolari l'equazione dinamica presenta la seguente forma:

$$M\ddot{q} = F(q, \dot{q}, t) + r \tag{7}$$

in cui $F(q, \dot{q}, t)$ rappresenta il sistema di forze esterne e interne. L'aspetto interessante che si vuole analizzare, però, è come queste forze agiscono, o meglio, si distribuiscono ad urto avvenuto. Risulta quindi più conveniente scrivere la relazione (7) nella forma differenziale:

$$Md\dot{q} = F(q, \dot{q}, t)dt + rdv \tag{8}$$

in cui:

- dt è la misura di Lebesgue;
- $d\dot{q}$ rappresenta l'accelerazione differenziale;
- dv è un numero reale non negativo relativo al $d\dot{q}$ relativo a sua volta alla funzione densità;
- r rappresenta localmente la densità degli impulsi esercitati durante la fase di contatto.

Tutto questo può essere scritto nella seguente forma equivalente, per tutti i t, τ appartenenti all'intervallo]0, T]:

$$\begin{cases} M(\dot{q}(t) - q(\tau)) = \int_{\tau}^{t} F(t, q, \dot{q})ds + \int_{]\tau,t]} rdv \\ q(t) = q(\tau) + \int_{\tau}^{t} \dot{q}ds \end{cases} \tag{9}$$

in cui ds rappresenta la misura di Lebesgue.

5.3 DISCRETIZZAZIONE TEMPORALE

La discretizzazione temporale viene eseguita considerando un sub-intervallo elementare $]t_i, t_{i+1}]$. L'idea alla base di questo processo è che le variabili discrete non devono necessariamente essere definite in un istante specifico all'interno di questo intervallo, poiché le modalità e le tempistiche di impatto sono in genere sconosciuti o difficilmente distinguibili nel caso di contatti simultanei.
Le relazioni di contatto quindi vengono definite "durante" tutto l'intervallo $]t_i, t_{i+1}]$.
L'equazione dinamica, in accordo con la (9), sarà:

$$\begin{cases} M(\dot{q}(t_{i+1}) - q(t_i)) = \int_{t_i}^{t_{i+1}} F(t, q, \dot{q})ds + \int_{]t_i, t_{i+1}]} rdv \\ q(t_{i+1}) = q(t_i) + \int_{t_i}^{t_{i+1}} \dot{q}ds \end{cases} \tag{10}$$

Il valore dell'impulso medio, indicato con r(i+1) è:

$$r(i+1) = \frac{1}{h}\int_{]t_i, t_{i+1}]} rdv \tag{11}$$

in cui h rappresenta la lunghezza dell'intervallo $]t_i, t_{i+1}]$.
Per risolvere i due integrali utilizziamo il metodo θ, un sistema di primo ordine che adotta solo i parametri di configurazione e la sua derivata prima. Occorre notare che il metodo θ ha uno schema implicito, identico al sistema di Eulero quando θ = 1. La condizione della stabilità del metodo è θ ∈ (0.5, 1). I due integrali risultano quindi essere pari a:

$$\begin{cases} \int_{ti}^{ti+1} F(t, q, dq)dt = h * \theta * F(t_{i+1}, q_{i+1}, dq_{i+1}) + h * (1-\theta) * F(t_i, q_i, dq_i) \\ \int_{ti}^{ti+1} dq(t) = h * \theta * dq_{i+1} + h * (1-\theta) * dq_i \end{cases} \tag{9}$$

ovvero:

$$\begin{cases} M(dq_{i+1} - dq_i) = h * \theta * F(t_{i+1}, q_{i+1}, dq_{i+1}) + h * (1-\theta) * F(t_i, q_i, dq_i) + R_i + 1 \\ q_{i+1} = q_i + h * \theta * d_{i+1} + h * (1-\theta) * d_i \end{cases} \tag{10}$$

6 IL CODICE DI CALCOLO LMGC90

LMGC90 (Logiciel de Mécanique Gérant le Contact) è un codice di calcolo open source dedicato alle analisi basate sul metodo NSCD, il Non Smooth Contact Dynamics. L'obiettivo principale del software LMGC90 è quindi la simulazione di sistemi costituiti da modelli discreti.

Con esso è possibile simulare sistemi che coinvolgono oggetti di qualsiasi forma con vari comportamenti meccanici e prendere in considerazione le leggi sull'interazione come quelle spiegate nel capitolo precedente.

Il codice LMGC90 è stato sviluppato nel Laboratorio di Meccanica e del Genio Civile dell'Università di Montpellier II ed è stato programmato utilizzando il linguaggio di programmazione Fortran90, da cui prende spunto il nome.

Esso sembra quindi adatto per svolgere le analisi su strutture in muratura come quella della Torre degli Smeducci.

6.1 SEMPLIFICAZIONI ADOTTATE NEL METODO NSCD

Prima di descrivere quanto eseguito per il modello numerico è necessario dichiarare che esso, calcolato secondo il metodo NSCD, è basato su alcune semplificazioni.

Per quanto riguarda i contatti tra i blocchi, il modello non tiene conto degli impatti elasto-plastici regolati dalle leggi sulla restituzione della velocità (legge di Newton) o impulsi (legge di Poisson), o leggi di impatto energetico, sebbene originariamente il metodo NSCD considerava la prima. Ecco quindi che come prima approssimazione abbiamo che l'impatto è perfettamente plastico, ovvero il coefficiente di restituzione è nullo. Questo aspetto esclude dal calcolo i fenomeni di rimbalzo, andando a sovrastimare l'energia dissipata durante gli urti: aspetto che può essere trascurato se si considera sistemi in muratura a mattoni o pietre.

La seconda semplificazione consiste nel considerare la coesione tra gli elementi nelle relazioni di contatto. Nella muratura storica risulta, solitamente, che le proprietà

meccaniche delle malte sono di bassa qualità, con la conseguenza di avere valori di coesione bassi e quindi, ai fini del calcolo, anch'essi trascurabili.
La terza semplificazione riguarda la natura rigida dei blocchi: la loro deformabilità è ragionevolmente considerata nulla. Ne consegue che i risultati numerici ottenuti descrivono un quadro complessivo della dinamica della struttura e dei meccanismi di danno, senza però fornire alcuna rappresentazione delle sollecitazioni di ogni blocco.
Come ultima approssimazione, si considera che lo smorzamento, parametro fondamentale per i modelli continui, non viene considerato, delegando solo agli attriti e agli impatti perfettamente plastici la dissipazione dell'energia.

6.2 CREAZIONE DEL MODELLO GEOMETRICO

Il primo step che si incontra in questa fase è la creazione del modello tridimensionale dell'edificio oggetto di studio.
Per fare ciò sono stati ripresi i 4 prospetti già raffigurati e ottenuti secondo quanto detto nel paragrafo 4.5. Per creare il modello si è quindi partiti dal rilievo della tessitura muraria ricalcato con AutoCAD e importato, mediante formato DXF, nel software di modellazione Midas FEA. Il tutto cercando da un lato di creare blocchi che rispettassero i vincoli di calcolo del codice LMGC90, dall'altro mantenendo quanto più possibile la fedeltà con la struttura reale.
Un esempio può essere la rappresentazione della diversa natura materica tra il basamento, fatto in pietra, e il resto dell'elevazione, formato da mattoni, eccetto i quattro angoli in cui è presente una continuità in pietra con la parte inferiore.
Un altro esempio è la fedeltà nel modellare archi e volte, tutti rigorosamente spingenti e con dimensioni dei bocchi assolutamente paragonabili con la realtà.
L'unico problema è stato riscontrato per la modellazione del sacco: essendo questa torre inagibile quindi impossibile da visitare all'interno, non è stato possibile rilevare la tessitura muraria interna; inoltre essendo l'edificio molto alto e quindi formato da un numero troppo elevato di elementi, si è giunti conclusione che il calcolo del modello a sacco sarebbe stato troppo oneroso.
È stato quindi realizzato il cosiddetto "modello ad una cortina", cioè ipotizzando una continuità tra ciò che si vede all'esterno con ciò che si vede all'interno, svolto quindi prolungando la trama esterna per tutto lo spessore murario.

Assonometria Sud-Ovest

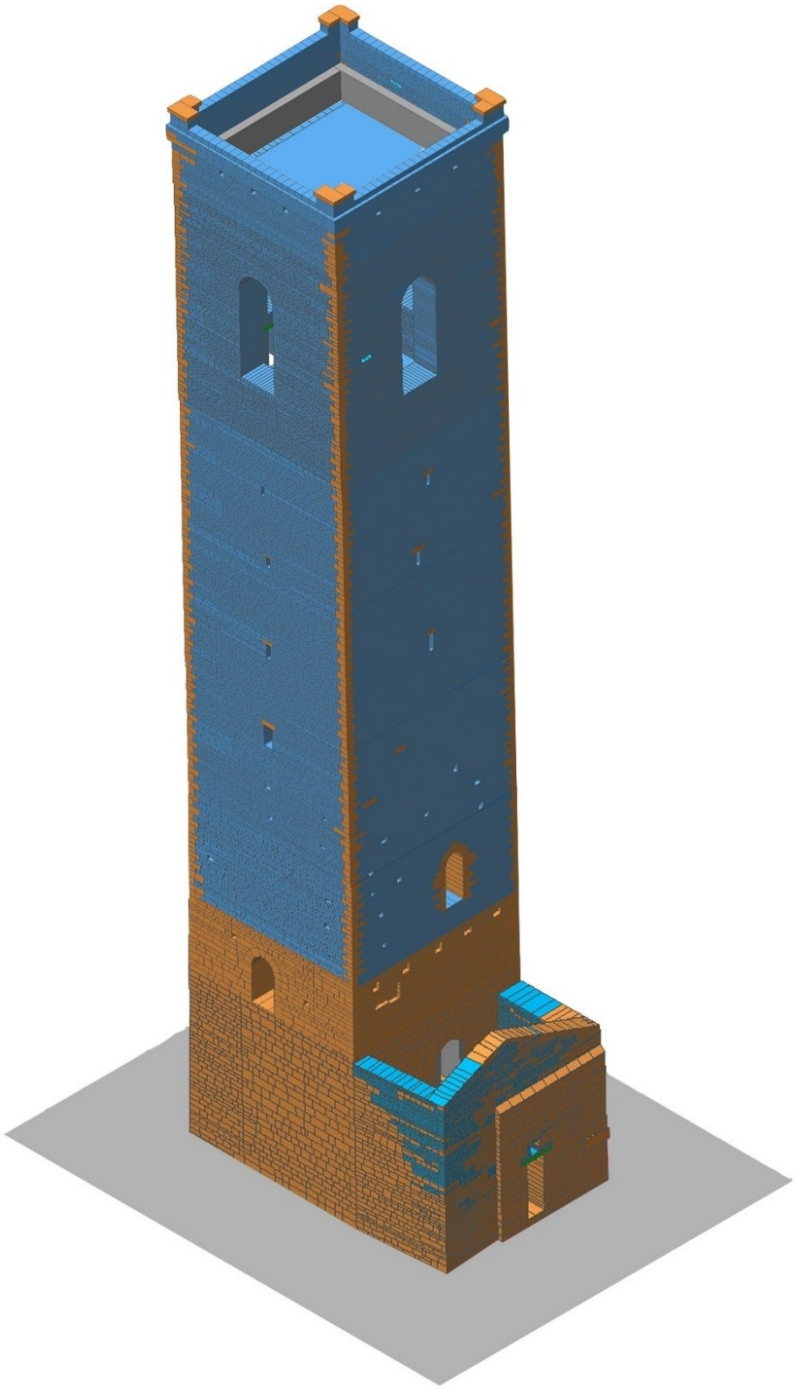


Fig. 6.1_Assonometria Sud-Est del modello

Assonometria Nord-Est

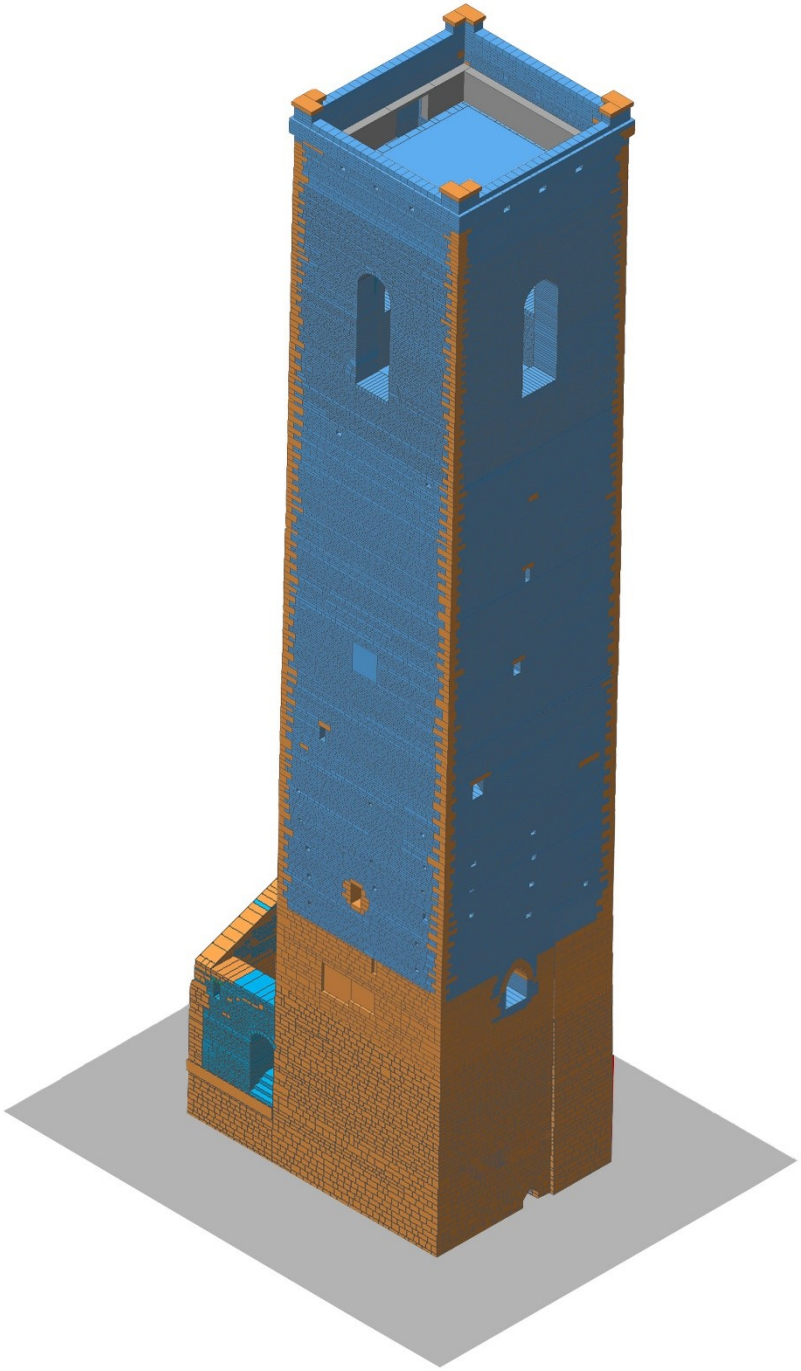


Fig. 6.2_Assonometria Nord-Est del modello

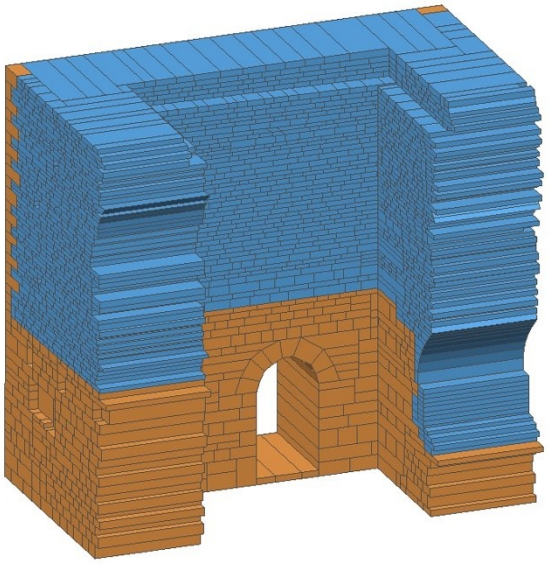


Fig.6.3_Spaccato assonometrico del modello a una cortina

Dopo aver portato a termine la fase della modellazione geometrica, si esporta il modello diviso in modo da ottenere un file per ogni tipologia di materiale. Successivamente si importa ogni file del modello in LMGC90, in cui si va a definirne tutte le caratteristiche meccaniche.

Per quanto riguarda le coperture in legno della piccola costruzione che funge da accesso e della torre vera e propria, esse non sono state modellate fisicamente: il loro contributo viene aggiunto sotto forma di peso specifico a quei blocchi su cui esse si appoggiano, come emerge dall'immagine seguente (in blu sono i mattoni, in arancione le pietre).

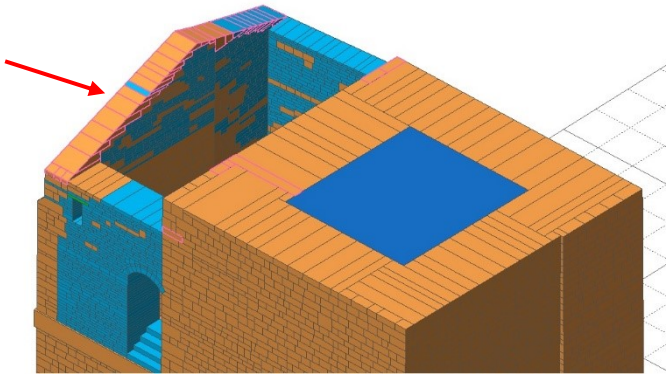


Fig. 6.4_Particolare contributo della copertura

Sono stati quindi individuati i seguenti materiali, accompagnati dal rispettivo peso specifico:

MATERIALE	CODICE	PESO SPECIFICO [kg/m3]
Pietra	PTR	2100
Mattone pieno	MTT	1800
Riempimento volta	SCC	1900
Cemento armato	PCA	2400
Legno (architravi)	LGN	500
Pietra + copertura (annesso)	PTRC	3350
Mattoni + copertura (annesso)	MTTC	3050
Cemento armato + copertura (torre)	PCAT	4000

Fig. 6.5_Peso Specifico dei materiali

6.3 ANALISI PARAMETRICHE: SIMULAZIONI DINAMICHE DI SISMI REALI

Definizione dei parametri numerici di integrazione

Prima di entrare nel merito della fase dell'analisi sismica vera e propria, svolta per mezzo del codice di calcolo LMGC 90, è necessario definire prima i seguenti parametri numerici di integrazione:

- Distanza di allerta: definisce entro quale distanza, da blocco, si cerchi i potenziali contatti. Cercando un buon compromesso tra precisione dei risultati e onere computazionale, il suo valore è stato impostato pari a $1{,}25 \cdot 10^{-2}$;
- Tolleranza: indica la tolleranza sulla convergenza dell'algoritmo di calcolo. È stata impostata pari a $1 \cdot 10^{-4}$;
- Valore Theta: questo parametro, compreso di norma tra 0,5 e 1, è relativo al metodo Z utilizzato per l'integrazione delle equazioni dinamiche. Per la seguente analisi è stato impostato pari a 0,5;

- Time Step: indica l'ampiezza del passo temporale e quindi influisce sulla precisione del calcolo. Questo parametro corrisponde al valore di Time Step presente nelle acquisizioni dei dati delle stazioni sismiche prese in considerazione per delineare i grafici dei velocigrammi reali. È quindi pari a 0,005s.

Definizione dell'azione sismica

Per "terremoto" si indica un complesso di successivi movimenti a carattere vibratorio, della durata che va da pochi secondi ad alcuni minuti, di una porzione più o meno ampia della superficie terrestre, provocati da onde elastiche (onde sismiche) caratterizzate da un trasporto di energia liberata in seguito a un improvviso sommovimento di masse in un punto della crosta terrestre, o del mantello (ipocentro), situato a profondità compresa da qualche km a qualche decina di km per i terremoti superficiali o intermedî, oltre circa 100 km fino a, talora, 700 km per i terremoti profondi), e si manifestano sulla superficie attorno all'epicentro (il punto situato sulla verticale passante per l'ipocentro) con maggiore o minore intensità, provocando spesso effetti distruttivi.
Le onde liberate a seguito di uno sforzo impulsivo come può essere quello di un sisma possono essere di varie tipologie, caratterizzate da una differente velocità di propagazione:

- Onde P: onde di compressione longitudinali;
- Onde S: onde di compressione trasversali;

Le onde P e S sono anche dette onde di primarie, e si propagano in tutte le direzioni e interessano tutta la massa del corpo, causando variazioni di volume e di forma. Le velocità di propagazione dipendono dalla densità e dalle proprietà elastiche del mezzo di propagazione.
Queste due tipologie di onde possono a loro volta generare nuove fasi sismiche, ovvero le cosiddette onde superficiali, che si hanno in corrispondenza dell'interfaccia suolo-aria e che si dividono in:

- Onde L: onde di Love, provocano movimenti orizzontali;
- Onde R: onde di Rayleigh, seguono una traiettoria ellittica.

Caratteristica peculiare delle onde L ed R è che la loro ampiezza diminuisce a livello esponenziale con la profondità.

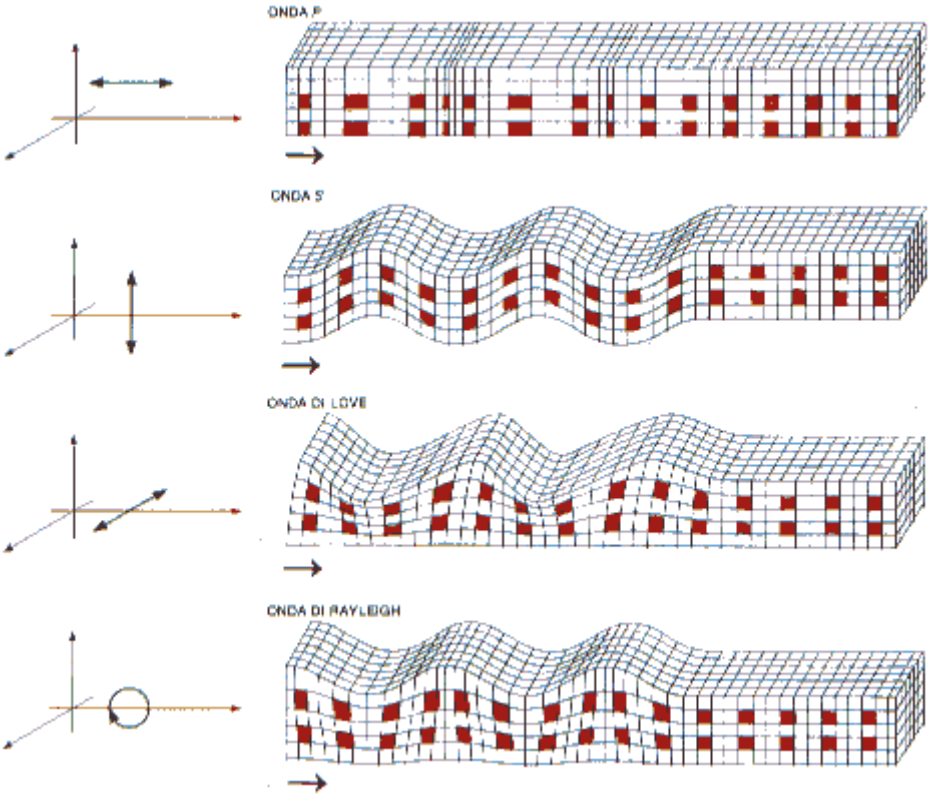


Fig. 6.6_Tipologie onde sismiche

Per determinare l'intensità di un terremoto si fa generalmente riferimento alla Magnitudo, che rappresenta l'intensità del sisma, ovvero la misura dell'energia, dell'ampiezza delle onde che si propagano durante un dato evento.

Per valutare a livello ingegneristico gli effetti di un sisma è necessario la conoscenza di ulteriori parametri, i quali vengono catturati dalle varie stazioni sismiche presenti su tutto il territorio nazionale. Questi valori numerici stanno a descrivere il moto sismico diviso per le tre componenti tra loro ortogonali: E, N, Z, di cui l'ultima è la normale al suolo. Le stazioni sismiche, quindi, ci fornisco, per ciascuna delle tre direzioni, i valori numerici relativi al moto sismico, relativi a:

- Accelerazione [cm/s^2] (Accelerogramma);
- Velocità [cm/s] (Velocigramma);
- Spostamento [cm] (Sismometro).

Da questi possiamo ottenere i seguenti valori rappresentativi:

- Ampiezza massima in termini di accelerazione, velocità e spostamento;
- Contenuto in frequenza: variazione delle ampiezze del moto in relazione alle frequenze del segnale;
- Durata del sisma, dall'inizio fino la sua completa estinzione;
- Forma del segnale.

Modellazione dell'azione sismica

Ai fini dell'analisi del comportamento sismico della muratura che costituisce la Torre degli Smeducci situata a San Severino marche, sono stati presi in considerazione i valori di quattro sismi reali, rilevati dalla stazione più vicina al sito su cui poggia la torre: la Stazione di Tolentino (cod. TLN).

Non è stato possibile usufruire della stazione di san Severino per quantità e qualità dei dati insufficienti.

I quattro sismi oggetto della simulazione sono:

- Terremoto di Amatrice del 24 agosto 2016, di Magnitudo pari a 6.0 (Richter);
- I 2 Terremoti di Visso del 26 ottobre 2016, di Magnitudo pari a 5,4 e 5,9 (Richter);
- Terremoto di Norcia del 30 ottobre 2016, di Magnitudo pari 6.1 (Richter).

In seguito, è stata riportata una tabella riassuntiva con i valori di riferimento dei quattro sismi appena annunciati.

Evento	M_L	M_W	Stazione	Classe EC8	R_{epi} [km]	E-PGV [cm/s]	N-PGV [cm/s]	Z-PGV [cm/s]
24.08.2016	6	6	TLN	B	57,5	-7,098762	-5,90084	2,825337
26.10.2016	5,4	5,4	TLN	B	39,4	1,41956	1,040636	-0,732006
26.10.2016	5,9	5,9	TLN	B	35,7	-8,347808	12,707267	8,693841
30.10.2016	6,1	6,5	TLN	B	44,3	8,217927	9,020944	-3,771569

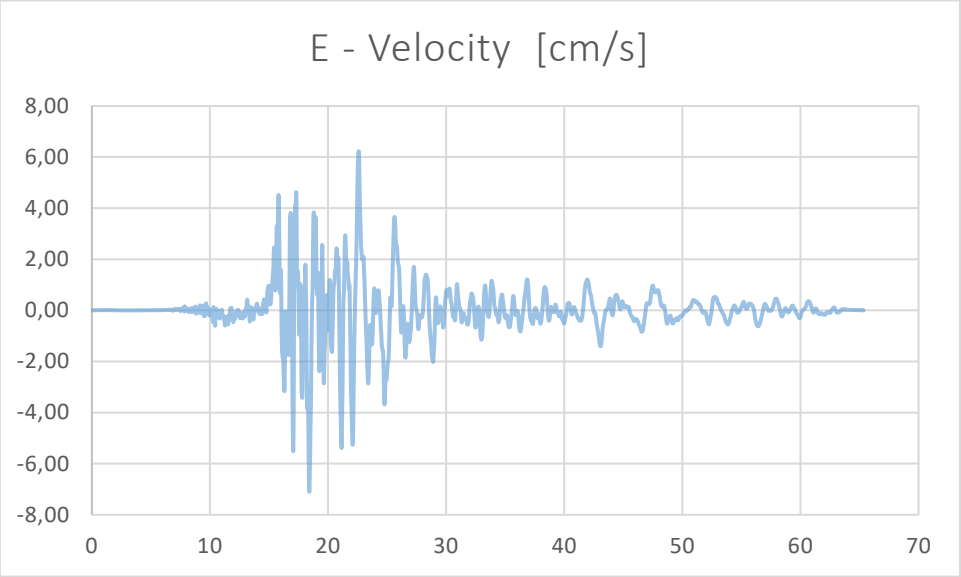
Fig. 6.7_dai sismici (velocità) stazione di Tolentino (TLN)

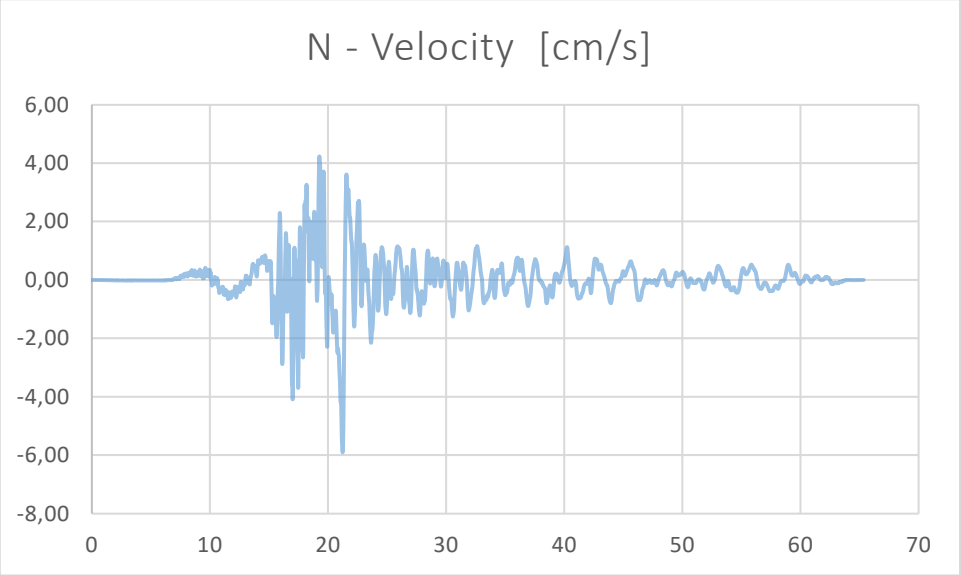
Si noti che sono stati presi in considerazione, per ogni evento, soltanto i valori riferiti alle velocità sismiche nelle tre direzioni principali, in quanto il codice di calcolo

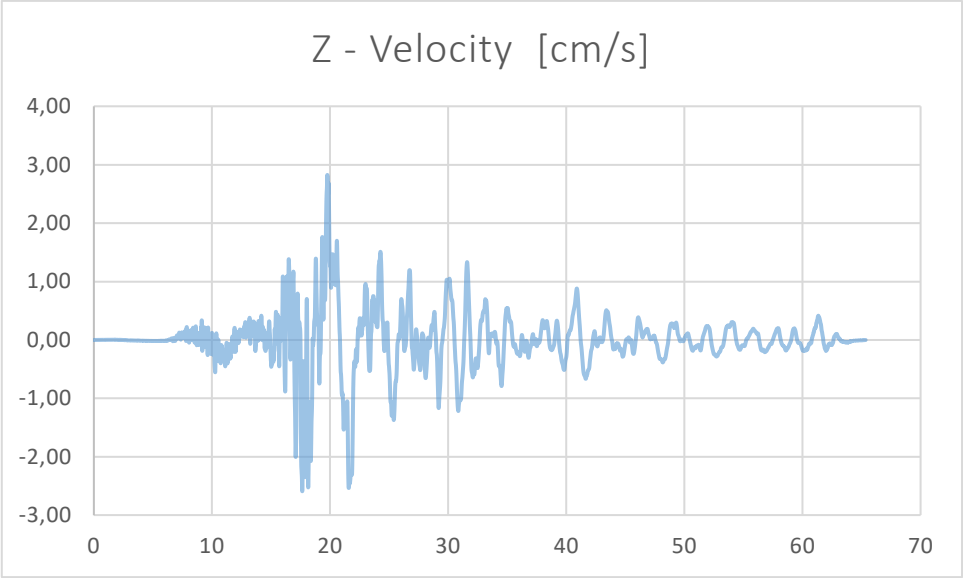
LMGC 90 non prevede l'utilizzo di valori quali accelerazioni o spostamenti, ma solo velocità o forze esterne.

Di seguito vengono quindi riportati i grafici dei velocigrammi che costituiscono le quattro azioni sismiche, relativi alle tre direzioni principali E, N, Z.

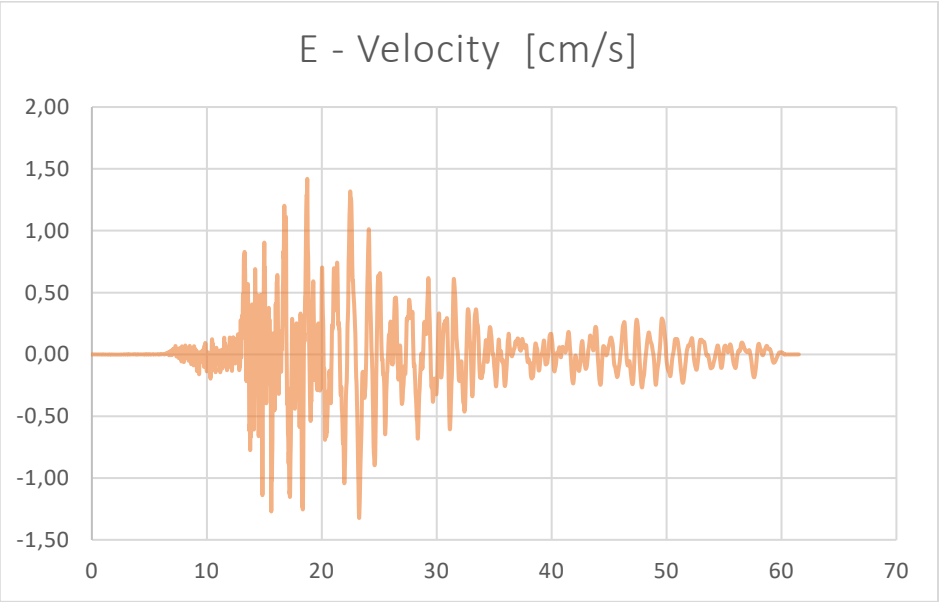
Velocigrammi Sisma 1 (ML = 6,0)

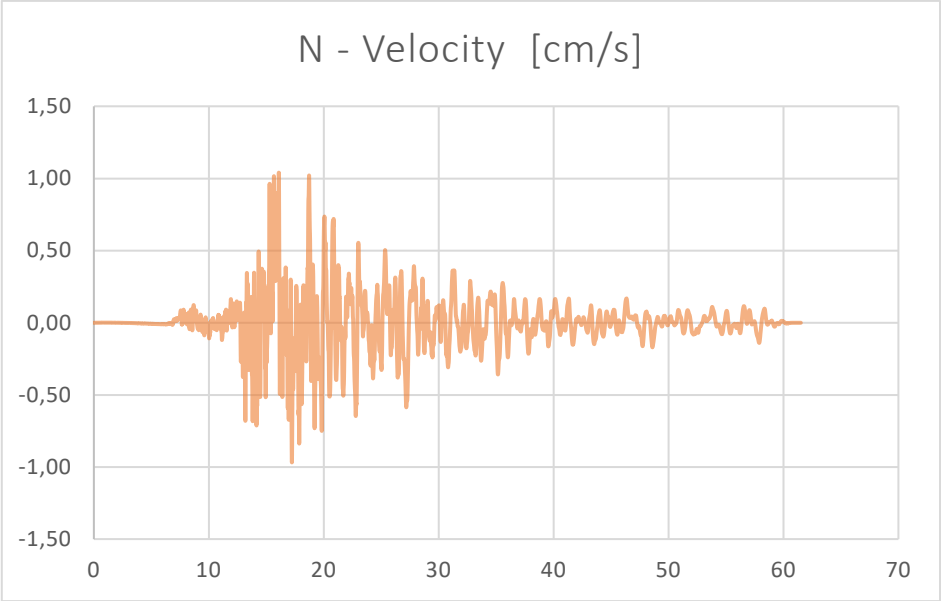


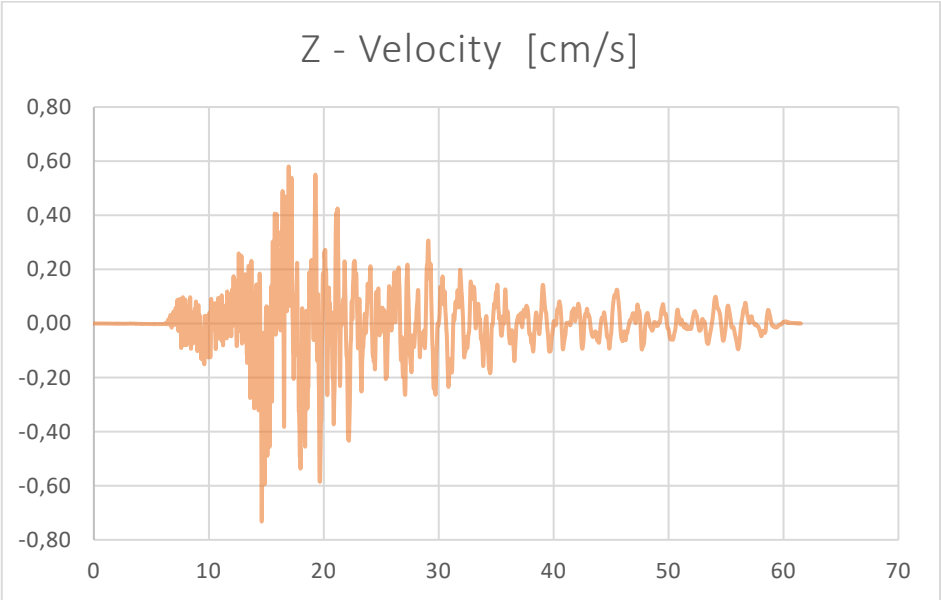




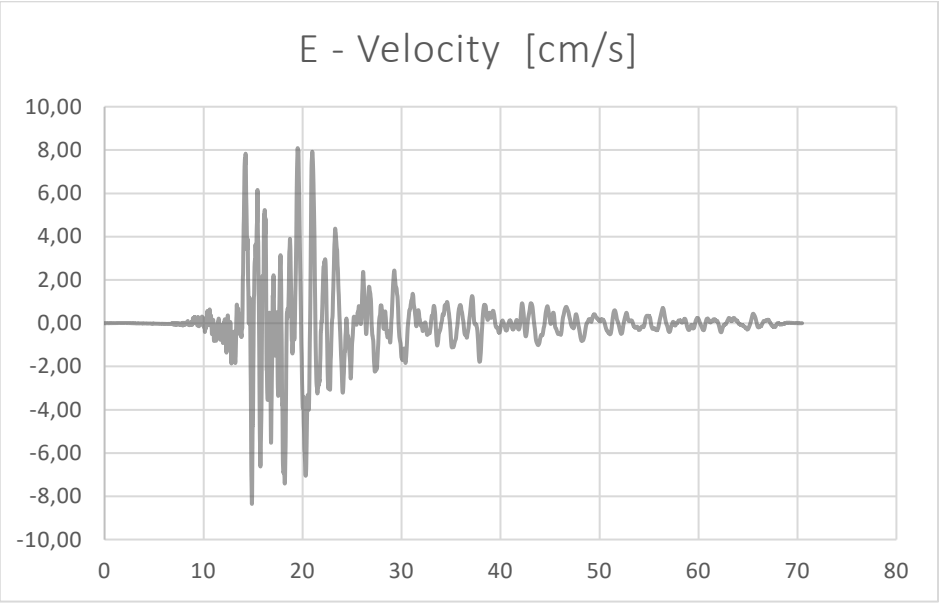
Velocigrammi Sisma 2 (ML = 5,4)

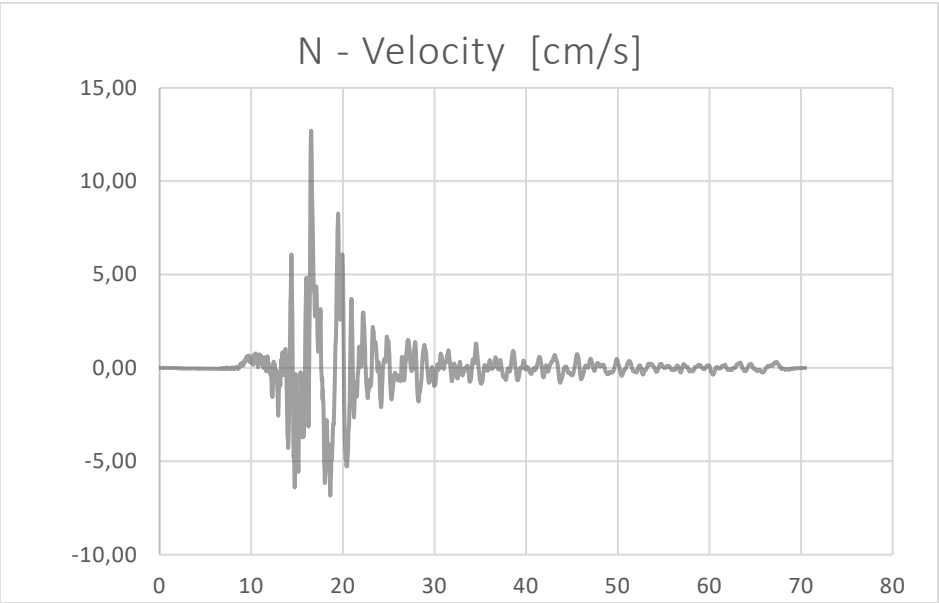


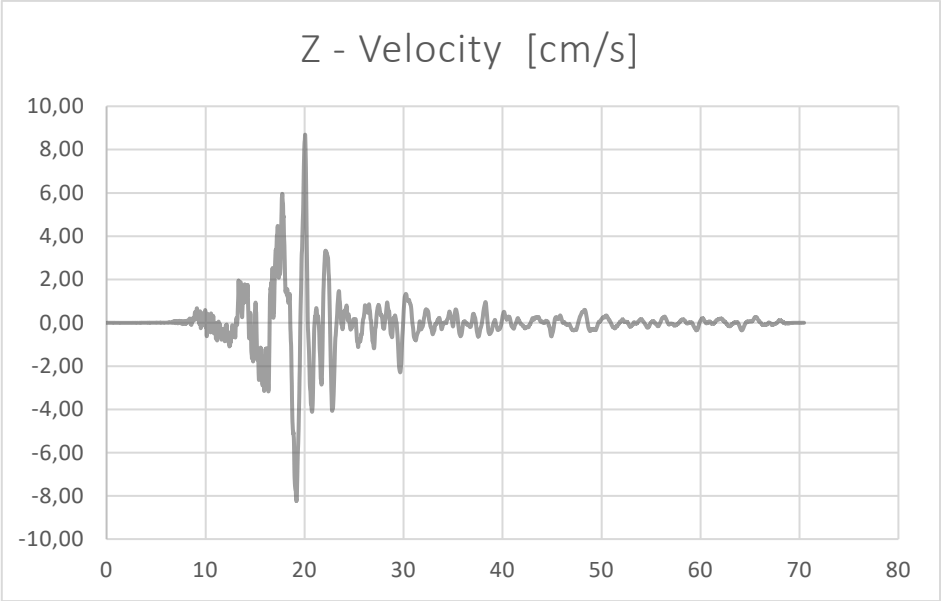

N - Velocity [cm/s]
1,50
1,00
0,50
0,00
-0,50
-1,00
-1,50
0
10
20
30
40
50
60
70


Z - Velocity [cm/s]
0,80
0,60
0,40
0,20
0,00
-0,20
-0,40
-0,60
-0,80
0
10
20
30
40
50
60
70

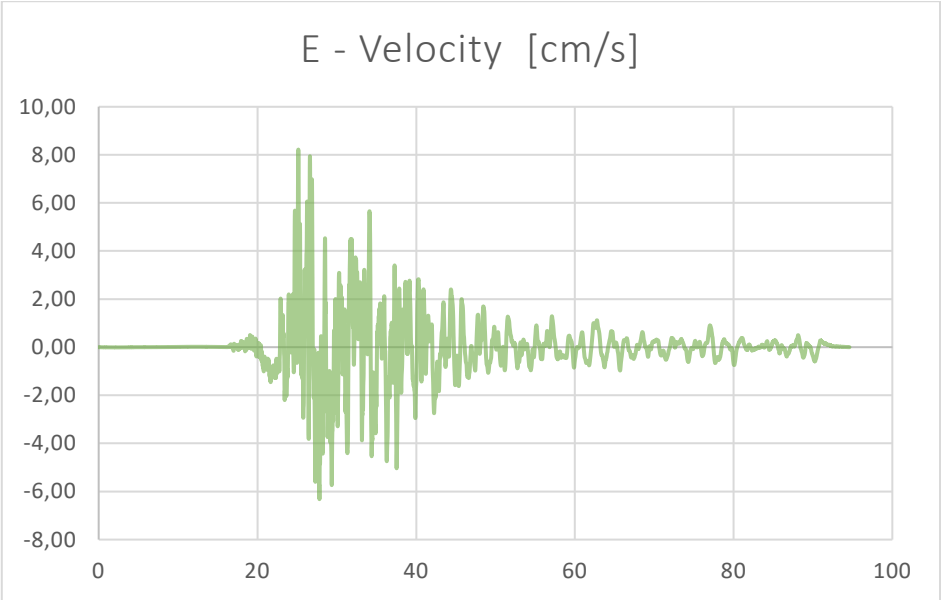
Velocigrammi Sisma 3 (ML = 5,9)

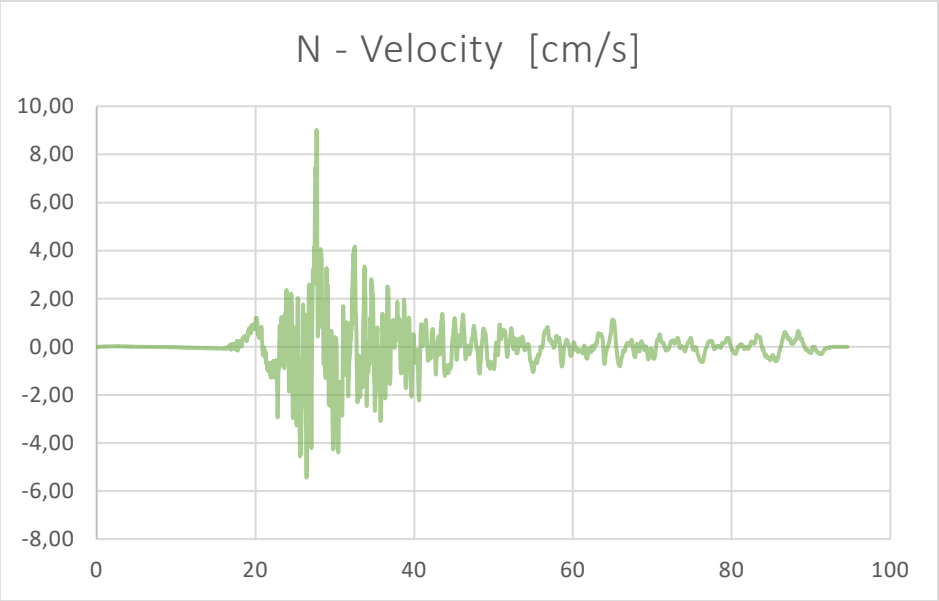


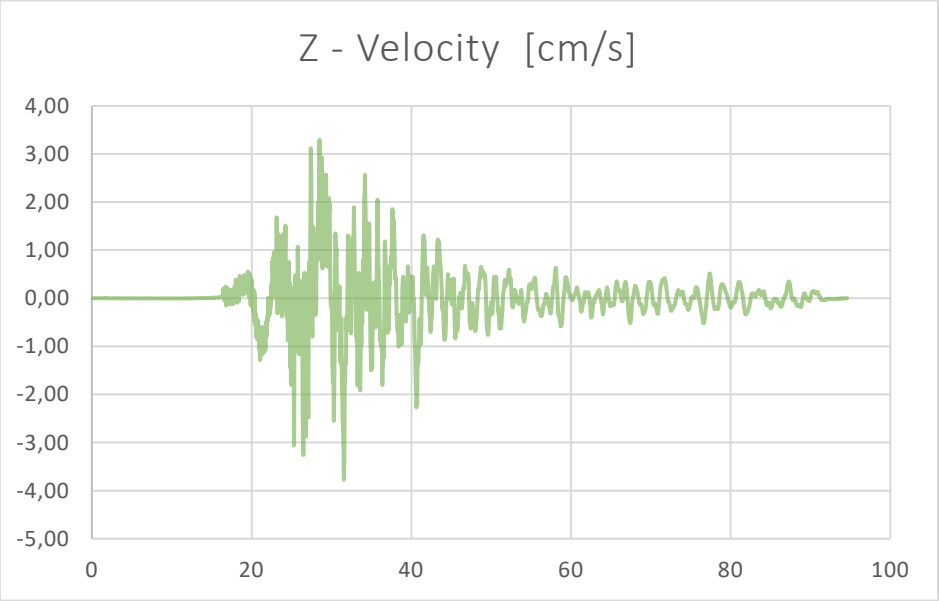




Velocigrammi Sisma 4 (ML = 6,1)







La simulazione è stata programmata in modo da considerare, per ogni evento sismico, i 10 secondi in cui sono presenti tutti i picchi massimi di velocità (PGV).

6.4 RISULTATI

Dopo aver eseguito l'analisi, vengono di seguito riportati i risultati della risposta dinamica dell'intera struttura muraria della Torre degli Smeducci.

Fig. 6.8_Lato Sud-Ovest (t=0)

Fig. 6.9_Lato Sud-Ovest (t=15")

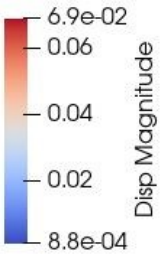


Fig. 6.10_Lato Nord-Est (t=0)

Fig. 6.11_Lato Nord-Est (t=15")

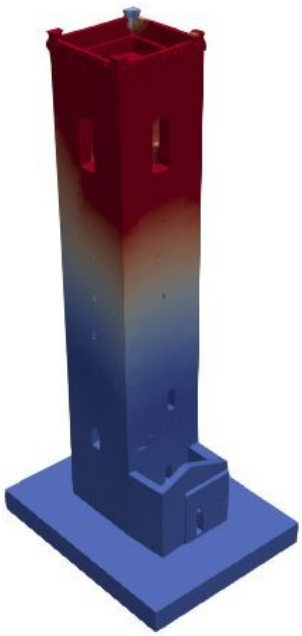


Fig. 6.12_Lato Sud-Ovest (t=35”)

Fig. 6.13_Lato Sud-Ovest (t=52”)

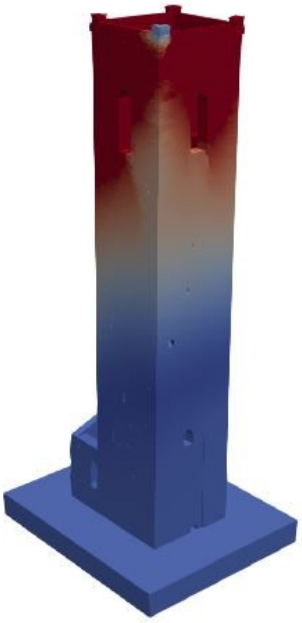
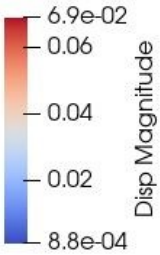


Fig. 6.14_Lato Nord-Est (t=35”)



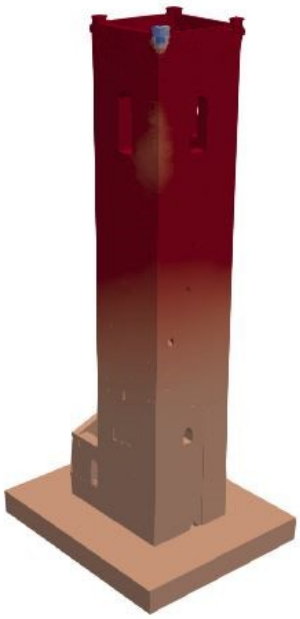


Fig. 6.15_Lato Nord-Est (t=52”)

Le lesioni principali interessano la parte sommitale della torre, ovvero la cella campanaria. In particolare, emergono fessure su tutte e quattro le ampie arcate delle aperture e sugli spigoli in copertura, in corrispondenza delle merlature.
si evidenzia altresì, all'interno della cella campanaria, che, all'istante t = 52" anche un'ampia apertura all'intradosso della volta a botte, sintomo di un'eccessiva deformazione della compagine muraria verso l'esterno.
Alla luce dei risultati ottenuti e confrontati con la reale condizione emersa dal rilievo del quadro fessurativo, si può affermare che il comportamento dato dal modello a una cortina risulta attendibile, nonostante le approssimazioni adottate durante la fase di modellazione, come dimostrano le immagini di seguito.

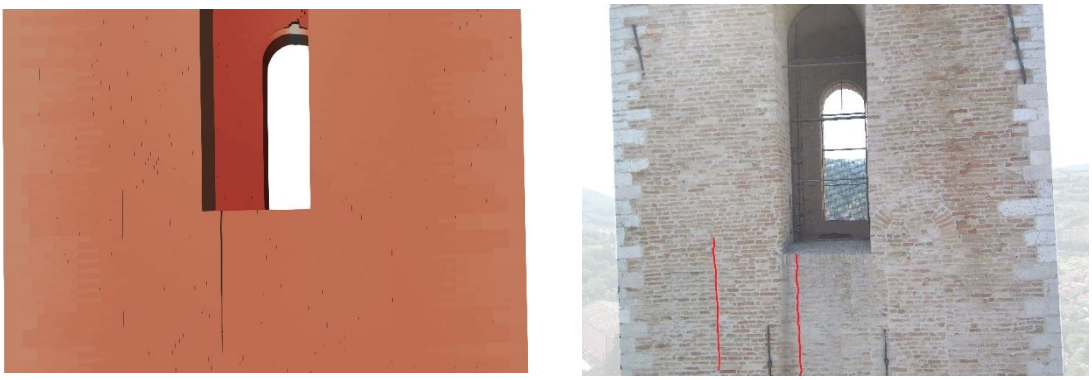


Fig. 6.16_Particolare confronto lato Sud

Fig. 6.17_Particolare confronto arco finestrone lato Nord

7 CONCLUSIONI

L'obiettivo del presente lavoro di tesi è stato quello di studiare la vulnerabilità sismica della Torre degli Smeducci mediante un'analisi dinamica non lineare. Più precisamente è stato utilizzato il metodo Non-Smooth Contact Dynamics (NSCD) applicato al codice di calcolo LMGC90.

Come chiave di indagine è stata posta la "Stereotomia", ovvero lo studio dell'intera compagine muraria, partendo dall'elemento base che la compone: il mattone, la cui geometria, disposizione e tessitura ne sono i riferimenti di partenza.

I risultati ottenuti dalla simulazione, svolta applicando alla base della torre un sisma reale, i cui dati si riferiscono agli eventi del 2016, ovvero il terremoto del 24 agosto ad Accumoli, 26 ottobre a Visso e del 30 ottobre a Norcia, mettono in evidenza l'evoluzione dei possibili meccanismi di danno attivabili e le cause dei possibili crolli della struttura.

Il metodo Non Smooth Contact Dynamics (NSCD) dimostra di essere un ottimo strumento di analisi per le murature storiche e per il loro comportamento sismico e, specialmente con un materiale complicato come lo può essere la muratura, si possono fare dei passi avanti nel campo della ricerca e della modellazione.

Ciò è dimostrato anche in questo caso: infatti, confrontando i risultati della simulazione con la condizione reale della struttura, testimoniata dal rilievo del quadro fessurativo, emerge una generale convergenza nei dati.

Tuttavia, bisogna anche sostenere che, nonostante le modalità di collasso proposte siano molto probabili, la simulazione non ci dà la certezza assoluta che in uno scenario reale il crollo sia confrontabile con quello simulato. Questo a causa delle varie approssimazioni adottate durante la fase di modellazione e scelta dei vari dati in input, tra i quali ci sono quelli dei valori di attrito tra i blocchi e tra i blocchi stessi e il basamento.

Ciononostante, si può confermare la modellazione in DEM, ai giusti livelli di dettaglio, si dimostra un'ottima soluzione per lo studio a livello locale del comportamento

sismico di una struttura e che il metodo Non Smooth Contact Dynamics, implementato nel software LMGC90, risulta uno strumento molto valido nello studio delle strutture in muratura. Grazie a sviluppi successivi potrebbe fornire la possibilità di condurre studi su modelli ancora più elaborati e ottenere risultati ancora più precisi.

BIBLIOGRAFIA

Vallucci Sara, Quagliarini Enrico, Lenci Stefano, “Costruzioni storiche in muratura. Vulnerabilità sismica e progettazione degli interventi”, 2013.

M Jean. “Frictional contact in collections of rigid or deformable bodies: numerical simulation of geomaterial motions”. In: Studies in Applied Mechanics 42 (1995), pp. 463–486.

M Jean e JJ Moreau. “Dynamic of Elastic or Rigid Bodies with frictional Contact: Numerical Methods”. In: Mécanique, Modélisation Numérique et Dynamique des Matériaux (1991).

Michel Jean. “The non-smooth contact dynamics method”. In: Computer methods in applied mechanics and engineering 177.3 (1999), pp. 235–257.

Jean J Moreau. “Unilateral contact and dry friction in finite freedom dynamics”. In: Nonsmooth mechanics and Applications. Springer, 1988, pp. 1–82.

Norme Tecniche per le Costruzioni. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, D.M.17.01.2018.

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.

Raoul Paciaroni, "La torre del castello di San Severino e le sue funzioni di avvistamento e segnalazione", Associazione Palio dei Castelli, 2014.

http://www.comune.sanseverinomarche.mc.it/

http://www.ingv.it/it/

http://itaca.mi.ingv.it/ItacaNet_30/#/home

http://www.protezionecivile.gov.it/

RINGRAZIAMENTI

Dopo tanto argomentare, analizzare, osservare e scrivere, eccomi finalmente giunto alla stesura dell'ultima pagina di un percorso molto lungo, fatto di salite, che, a pensarci bene, ancora stento a credere di aver superato. E ne sono contento e soddisfatto. È la prima volta che riesco a pensarlo di me stesso.

Ma certo queste sfide non si compiono da soli. È per questo che voglio ringraziare in primis il mio relatore, il prof. Ing. Francesco Clementi. La sua professionalità e la sua immancabile disponibilità mi hanno guidato in questo processo di conoscenza degli strumenti più avanzati dell'analisi sismica.

Ringrazio il mio correlatore, il prof. Ing. Stefano Lenci, col quale tutto è cominciato, avendo avuto la fortuna di essere stato suo allievo nel corso di Scienza delle Costruzioni.

Ringrazio la dott.ssa Angela Ferrante per la sua infinita pazienza nell'avermi sempre aiutato nei momenti più difficili, guidandomi passo dopo passo nello svolgimento della mia tesi, nonostante la lontananza imposta dalla quarantena.

Dedico questo lavoro ai miei genitori Sandro e Norella, che mi hanno sempre sopportato ed esortato ad andare avanti, soprattutto in quei momenti in cui l'unica soluzione che vedevo era mollare. Mi hanno insegnato cosa significa credere in qualcosa. Sono molto fortunato ad essere vostro figlio.

Ringrazio le mani e il cuore di nonno Dino, nonna Tina e nonno Primo. Grazie a loro ho imparato cosa significa il sacrificio, quello vero. Ringrazio l'infinita bontà dei miei zii e cugini. Rendono tutto più semplice.

Ringrazio Sara per avermi dato la forza di continuare nonostante le numerose difficoltà che ho dovuto affrontare e, insieme a lei, superare. Sebbene ci siano stati molti momenti difficili, sono arrivato fin qui grazie a te.

Ringrazio Gessica, Barbara, Sara e Valentina per aver reso tutti i pomeriggi di studio e le serate di progettazione più piacevoli. Un grazie di cuore per avermi sostenuto nel superare gli esami più duri.

Ringrazio Filippo, Corrado, Stefano, Giacomo e tutti i miei amici di Casenuove. Siamo nati e cresciuti insieme e, nonostante il futuro ci porterà in serbo chissà quale destino, saremo sempre una grande famiglia.

Infine voglio ringraziare tutto quel mondo parallelo a questo: la Musica, fatta di emozioni fortissime e persone incredibili. Ringrazio Checco, Puccio, Thomas e Nico de Gli Amici dello Zio Pecos, Alessio, Yuri, Allezzio (e la sua matita) e tutti coloro che hanno voluto condividere momenti bellissimi con uno strumento in mano e sette note nelle vene.