



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

Sede Amministrativa: Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Architettura, Urbanistica e Rilevamento

SCUOLA DI DOTTORATO DI RICERCA:

Studio e Conservazione dei Beni Archeologici e Architettonici

INDIRIZZO:

Scienze e Tecnologie per i Beni Archeologici e Architettonici

CICLO: XXII

SVILUPPO DI PROCEDURE PER VALUTAZIONI SISTEMATICHE DI VULNERABILITÀ SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA

Direttore della Scuola: Ch.mo Prof. Giovanni Leonardi

Supervisore: Ch.ma Prof. Maria Rosa Valluzzi

Dottorando: Marco Munari

.....

Building a culture of prevention is not easy.

*While the costs of prevention
have to be paid in the present,
its benefits lie in a distant future.*

*Moreover, the benefits are not tangible:
they are the disasters that did not happen.*

Kofi Annan

SOMMARIO

Un elemento fondamentale nello sviluppo di strategie di prevenzione e di riduzione del rischio sismico è la valutazione del comportamento strutturale sotto azioni sismiche di intensità distruttiva: per gli edifici esistenti il problema si pone essenzialmente nella valutazione della loro attuale predisposizione al danneggiamento, ossia della loro vulnerabilità.

Le procedure utilizzabili per condurre tali operazioni possono avere vari livelli di dettaglio in funzione della qualità e quantità di informazioni che si acquisiscono per ogni singolo edificio. In un'ottica di mitigazione del rischio sismico, queste analisi vanno condotte su interi ambiti territoriali o urbani e quindi su una pluralità di edifici: ciò porta conseguentemente a ricercare procedure di valutazione della vulnerabilità che, partendo da un'acquisizione il più possibile speditiva di informazioni, permetta di formulare una stima sufficientemente attendibile della danneggiabilità sismica, senza ricorrere a modelli eccessivamente raffinati.

Inoltre, il patrimonio edilizio e, in particolare, il tessuto urbano storico in Italia, così come in molti altri Paesi a rilevante rischio sismico, sono prevalentemente costituiti da edifici in muratura portante, generalmente costruiti in epoche passate in assenza di normative antisismiche. Le fabbriche tradizionali si possono considerare come assemblaggi di elementi determinati staticamente, vincolati in modo monolatero ed essenzialmente basati sugli accorgimenti dettati dalla cosiddetta "regola dell'arte": tali accorgimenti si trovano effettivamente solo in edifici di una certa importanza, mentre nell'edilizia ordinaria sono piuttosto rari, con conseguente incremento della debolezza statica e sismica. Tali condizioni portano a preferire, ai fini dell'analisi strutturale per la valutazione della vulnerabilità sismica, verifiche di dettaglio di meccanismi elementari di collasso su singoli elementi, ricercando l'eventuale punto debole della costruzione, piuttosto che studi dell'intero edificio che considerino il comportamento ideale di scatola pluriconnessa elastica o elastoplastica.

Infine, un'analisi del territorio che muove la propria scala di indagine dalla singola unità strutturale all'intero centro storico e oltre, non può prescindere dal fatto che il costruito in muratura si trova spesso organizzato in aggregati di edifici interagenti in modo complesso: questo rende ancora più difficoltosi l'approccio, lo sviluppo delle analisi e l'interpretazione dei risultati.

Negli scorsi anni, sono state svolte numerose ricerche (le più recenti nell'ambito dei progetti ReLUIS - Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica) che hanno permesso di proporre una metodologia innovativa in rapporto alla complessità dell'edificato storico e versatile sia per analisi predittive e di verifica post-sisma, sia per il progetto di piani di mitigazione. La metodologia, già applicata in diversi centri storici, nei quali sono stati individuati campioni significativi di edifici (unità strutturali) appartenenti a diverse tipologie costruttive, prevede una imprescindibile fase di conoscenza preliminare di impostazione fortemente interdisciplinare, basata sulla raccolta di dati in sito mediante l'utilizzo di appo-

site schede e sulla realizzazione di campagne minime di indagini sperimentali. A partire dalle informazioni disponibili sono effettuate analisi storico - tipologiche, strutturali, dei meccanismi di danno e degli interventi pregressi e sono successivamente svolte valutazioni della vulnerabilità sismica dei sistemi edilizi aggregati, mediante l'applicazione di procedure automatiche di calcolo, basate sulla stima della resistenza nel piano e sullo studio di meccanismi locali di collasso fuori piano di macroelementi strutturali: tali procedure di calcolo limite dipendono da pochi parametri geometrici e meccanici, e quindi non richiedono un rilievo estremamente accurato e pesanti oneri computazionali.

In questa sede sono illustrate le versioni più recenti di queste procedure, aggiornate agli ultimi sviluppi normativi: esse, mediante l'applicazione a tre centri storici dell'Italia centrale scelti come casi di studio (Campi Alto di Norcia, Castelluccio di Norcia e Sulmona), hanno dimostrato la loro completezza e affidabilità, attraverso il confronto dei risultati sia con l'effettivo comportamento della classe del costruito esistente in muratura in occasione di recenti eventi sismici, sia con le previsioni statistiche fornite dalle scale macrosismiche, sia con modellazioni meccanico-capacitive di dettaglio del comportamento nel piano e fuori del piano. Queste ultime hanno consentito, oltre che una calibrazione delle procedure, la messa a punto di metodi di calcolo e verifica strutturale: in questo senso è risultato particolarmente innovativo e per questo particolarizzato sul solo caso studio di Sulmona l'approccio capacitivo sviluppato per lo studio del comportamento nel piano.

La metodologia di studio, sistematizzando le valutazioni di vulnerabilità per edifici in muratura aggregati all'interno di centri storici, si presta a interessanti applicazioni in ambito normativo, specialmente per quel che riguarda la gestione e la tutela del patrimonio architettonico; i risultati ottenuti avranno inoltre particolari riscontri nelle attività di ricerca e in quelle più applicative che si stanno sviluppando in Abruzzo a seguito degli eventi relativi al sisma del 6 Aprile scorso.

SUMMARY

An important element for the development of strategies for the prevention and the reduction of the seismic risk is the evaluation of the structural behaviour under seismic actions with destructive intensity: for existing buildings, the problem arises mainly in the assessment of their current susceptibility to damage, namely of their vulnerability.

The procedures used for these assessments can have different levels of detail, depending on the quality and quantity of information that are acquired for each individual building. Considering the mitigation of seismic risk, these analysis should be performed on whole territories or municipalities, or on a significant number of buildings: this leads to the research of procedures for the vulnerability assessment that, starting from a rapid acquisition of information, allow to realize a reliable estimate of the level of seismic damage, without resorting to overly refined models.

In addition, the architectural heritage and, in particular, the historical urban tissue of Italy and of many other countries with relevant seismic risk, are mostly made of stone masonry load-bearing buildings, mostly built in ancient times without any seismic standard. The traditional buildings can be considered as assemblages of statically determined elements mono-laterally constrained and essentially based on the indications of the so called "rule of the art": such arrangements are actually present only in important buildings, while are quite rare in ordinary buildings, with a consequent increase of their static and seismic weakness. These conditions imply a preference, for the purposes of a structural analysis for the evaluation of the seismic vulnerability, detailed verifications of elementary collapse mechanisms of individual elements, seeking possible weak points of the building, rather than studies that address the entire building considering the ideal behaviour of the elastic or elastoplastic multi-connected box.

Finally, a territorial analysis, that moves its investigation scale from the single structural unit to the entire town centre and beyond, cannot ignore the fact that the masonry buildings are often organized into nuclei of buildings that interact in complex ways: this makes even more difficult the approach, the development of analysis and the interpretation of results.

In recent years, different studies have been carried out (the most recent in the ReLUIS - Laboratories University Network of Seismic Engineering - projects), which led to propose a methodology that can be considered innovative towards the complexity of historical buildings and versatile both for predictive analysis and post-earthquake monitoring, both for the planning of mitigation actions. The method, already applied in several city centres, where significant specimens of buildings (structural units), belonging to different structural types, were found, considers an essential and preliminary knowledge phase, carried out with a strong interdisciplinary approach and based on the on-site data collection, by the use of special survey forms and implementation of minimum campaigns of experimental investigations. Starting from the available information historical, typological and structural

analysis and studies of damage mechanisms and past interventions were developed and assessments of the seismic vulnerability of aggregated building systems through the application of automatic procedures, based on an estimate of the in-plane resistance and on the study of out-of-plane local mechanisms of structural macro-elements, were carried out: these procedures of limit analysis depends on few geometric and mechanical parameters, and therefore do not require an extremely accurate survey and a heavy computational burden.

In this thesis, the latest versions of these procedures, updated to the codes developments, are outlined: by the application to three historical towns located in the central part of Italy, chosen as case studies (Campi Alto di Norcia, Castelluccio di Norcia and Sulmona), they showed their completeness and reliability, by the comparison of the results with the actual behaviour of the classes of existing masonry buildings towards recent seismic events, with the statistical forecasts given by the macroseismic scales and with mechanical-capacitive detailed models of the in-plane and out-of-plane behaviour. These models have allowed the calibration of the procedures and the development of computational and structural verification methods: in this sense, the capacitive approach developed for the study of in-plan behaviour was particularly innovative and, for this reason, particularized on the single case study of Sulmona.

The general methodology systematize the vulnerability assessments for masonry buildings aggregates within city centres and lends itself to interesting applications in codes indications, related to the management and protection of the architectural heritage; the results obtained will also have noticeable exploitations in research activities and in concrete applications that are developing in Abruzzo as a result of the events related to the earthquake of April 6th 2009.

RINGRAZIAMENTI

Un sentito ringraziamento alla prof. Maria Rosa Valluzzi, relattrice di questa tesi, che, con la sua passione per la ricerca, mi ha trasmesso fiducia e incoraggiamento.

La ricerca è stata sviluppata in particolare nell'ambito del Progetto ReLUIS 2005-2008, Linea di Ricerca 10 (Definizione e sviluppo di archivi di dati per la valutazione del rischio, la pianificazione e la gestione dell'emergenza), responsabile prof. Domenico Liberatore. Ringrazio in particolare l'ing. Cherubini, coordinatore del Task Centri storici e Sistemi urbani, per l'entusiasmo e la disponibilità che ha sempre dimostrato. La partecipazione a questo progetto mi ha permesso di conoscere l'operato di numerosi studiosi, citati più volte all'interno della tesi, che si sono dedicati scrupolosamente alla salvaguardia dei centri storici e in generale del patrimonio edilizio italiano storico in muratura.

Ringrazio la prof. Binda, la prof. Anzani, l'arch. Saisi, l'arch. Cardani e tutti i loro collaboratori presso il Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano per i suggerimenti, gli utili spunti, il materiale fornito in particolare per le analisi sui centri dell'Umbria e l'aiuto concreto nei rilievi e nelle campagne di indagine svolti a Sulmona.

Durante lo sviluppo della tesi e, in generale, negli anni trascorsi presso il Dipartimento di Costruzioni e Trasporti dell'Università di Padova sono stato aiutato, in modi diversi, da molte persone a cui vorrei esprimere gratitudine. Sincera e profonda riconoscenza va innanzitutto al prof. Claudio Modena, che mi ha dato la possibilità di far parte del suo gruppo e di partecipare a progetti particolarmente interessanti. Ringrazio il prof. Bernardini per la disponibilità e i preziosi consigli. Grazie anche a tutti gli studenti che, con il loro lavoro, mi hanno aiutato molto per ottenere i risultati contenuti nella presente tesi. Un pensiero particolare va a Francesca, Enrico, Massimo, Flavio, Nicola, Matteo, Giulia, Giovanni e a tutti i dottorandi "giovani", molto più che colleghi, con i quali ho condiviso gran parte del tempo trascorso in queste attività: tra di loro ha un posto speciale il mio compagno di ufficio Filippo, che con le sue conoscenze e con la sua amicizia mi ha aiutato molto in questi anni di dottorato.

Grazie a Sergio e a tutti i collaboratori del Metadistretto Veneto dei Beni Culturali; grazie agli amici "cileni" per gli interessanti lavori e i bei periodi trascorsi assieme.

Un enorme ringraziamento va alla mia Famiglia per avermi sostenuto e per avermi dato la possibilità di raggiungere anche questo traguardo. Un grazie pieno di affetto va poi a tutti i miei più cari amici: ognuno di loro ha saputo, con o senza consapevolezza, darmi un appoggio non indifferente.

Qualcosa che sta al di là di ogni semplice ringraziamento va a Giulia, che ha condiviso tutto questo sapendomi stare vicino con pazienza, lungo il cammino percorso in questi anni.

Concludo rivolgendo un pensiero a tutte le persone che ho conosciuto e con cui ho collaborato a L'Aquila durante le molte settimane che ho trascorso lì a partire dal 14 Aprile: i funzionari della Soprintendenza (Marcello, Fernando, Corrado, Piero...), i Vigili del Fuoco, i

tecnici della Protezione Civile, i ricercatori e i collaboratori del C.N.R. (Lucia, Carmela, Antonio, Alberto...), i volontari di altre università e i “padovani” (Elena Limonato, Samuel, tutti i “ragazzi”...). Le difficoltà, le ansie, le speranze, le soddisfazioni, le gioie vissute cercando di dare una mano hanno reso questo periodo un’esperienza che spero possa continuare e che rimarrà, in ogni caso, sicuramente indimenticabile.

INDICE

Sommario	5
Summary	7
Ringraziamenti	9
Indice	11
1 Introduzione	13
1.1 Il rischio sismico.....	13
1.1.1 <i>Lo studio della vulnerabilità sismica</i>	14
1.1.2 <i>Le scale di intensità macrosismica</i>	15
1.1.3 <i>Metodologie e livelli di analisi della vulnerabilità</i>	20
1.2 I centri storici.....	29
1.3 La normativa	32
1.3.1 <i>Gli aggregati edilizi</i>	33
1.3.2 <i>L'analisi dei meccanismi locali di collasso</i>	34
1.3.3 <i>I livelli di valutazione della sicurezza sismica</i>	35
1.4 Scopo e struttura della tesi	36
2 Una metodologia per valutazioni di vulnerabilità sismica su larga scala	39
2.1 Introduzione	39
2.2 Impostazione metodologica.....	40
2.2.1 <i>Gli strumenti schedografici</i>	42
2.2.2 <i>L'implementazione di procedure automatiche</i>	63
2.3 I Casi di Studio.....	67
2.3.1 <i>Campi Alto di Norcia (PG)</i>	67
2.3.2 <i>Castelluccio di Norcia (PG)</i>	73
2.3.3 <i>Sulmona (AQ)</i>	78
3 Analisi globali di vulnerabilità: la metodologia Vulnus	87
3.1 Introduzione	87
3.2 La scheda di rilievo Vulnus.....	89
3.3 Modelli cinematici elementari	97
3.3.1 <i>Meccanismo di rottura nel piano</i>	97
3.3.2 <i>Meccanismi di rottura fuori del piano</i>	99
3.4 Calcolo dell'indice I3	117
3.5 Procedura di calcolo della vulnerabilità	118
3.6 Considerazioni sui risultati di Vulnus	127
4 Analisi meccanico - capacitive del comportamento nel piano	129
4.1 Introduzione	129
4.2 Individuazione e scelta dei parametri	129
4.3 Definizione delle classi di vulnerabilità	134
4.4 Modellazione meccanica	136
4.5 Analisi delle curve di capacità	146

4.6	Individuazione del grado di danno	149
4.6.1	<i>Determinazione delle soglie di danno in relazione allo SLD e allo SLU.....</i>	151
4.6.2	<i>Determinazione del grado di danno nella curva di capacità.....</i>	153
4.7	Considerazioni sui risultati delle analisi	160
5	Analisi dei meccanismi locali di collasso fuori del piano: la metodologia c-Sisma.....	165
5.1	Introduzione	165
5.2	Descrizione del programma c-Sisma 3.0.....	166
5.2.1	<i>Esempio di analisi e verifica di un meccanismo locale.....</i>	170
5.3	Descrizione dei modelli cinematici utilizzati	179
5.3.1	<i>Parete monolitica semplicemente appoggiata al muro ortogonale.....</i>	179
5.3.2	<i>Parete trattenuta da tiranti</i>	181
5.3.3	<i>Parete trattenuta superiormente da cordolo</i>	182
5.3.4	<i>Ribaltamento globale (Vulnus versione originale)</i>	183
5.3.5	<i>Ribaltamento globale (Vulnus Vb 4.0)</i>	184
5.3.6	<i>Rottura a trazione ultimo piano (Vulnus)</i>	185
5.3.7	<i>Rottura a flessione (trave incastrata).....</i>	188
5.3.8	<i>Rottura a compressione dell'arco</i>	189
5.3.9	<i>Rottura per ribaltamento delle spalle dell'arco</i>	189
5.3.10	<i>Rottura per distacco dalla parete trasversale.....</i>	190
5.4	Considerazioni sui risultati	191
6	Valutazioni di vulnerabilità dei centri storici.....	193
6.1	Introduzione	193
6.2	Applicazione della metodologia Vulnus	193
6.2.1	<i>Campi Alto di Norcia</i>	193
6.2.2	<i>Castelluccio di Norcia</i>	206
6.2.3	<i>Sulmona.....</i>	219
6.2.4	<i>Considerazioni sui risultati ottenuti</i>	229
6.3	Confronto con le analisi nel piano.....	231
6.3.1	<i>Analisi di scenario.....</i>	234
6.4	Confronto con la metodologia c-Sisma.....	235
6.5	Implicazioni normative	240
6.6	Sviluppi futuri: l'esperienza in Abruzzo a seguito del sisma del 6 Aprile 2009.....	243
7	Conclusioni	249
	Riferimenti bibliografici	253

1 INTRODUZIONE

In questo capitolo introduttivo viene proposto un inquadramento generale delle problematiche all'interno delle quali si inserisce il lavoro di tesi. Sono pertanto brevemente trattati i concetti alla base degli studi di rischio sismico a livello territoriale e sono affrontate in modo sintetico le principali metodologie speditive di analisi della vulnerabilità sismica del costruito ordinario. Sono state inoltre evidenziate le principali difficoltà legate allo studio dei centri storici e, in particolare, degli edifici in aggregato. Da ultimo sono stati individuati i punti della normativa che contengono indicazioni utili per le valutazioni che si intende sviluppare.

1.1 Il rischio sismico

Il rischio si definisce per un territorio o per una popolazione di oggetti, costruzioni, beni e persone sulla base dei danni attesi a seguito di possibili eventi naturali o di origine antropica. Come noto, l'entità di tali danni e, quindi, il rischio dipendono da tre ordini di fattori, legati rispettivamente alla natura, frequenza e livello degli eventi attesi, alla natura qualità e quantità dei beni esposti, alla capacità dei beni stessi di resistere alle offese (RILEM TF2 TC121-DRG, 1993). Per detti fattori è ormai consolidata la seguente terminologia: pericolosità, esposizione, vulnerabilità.

In questa sede viene analizzato il rischio sismico e quindi si tratta di definire la pericolosità sismica, la vulnerabilità sismica e l'esposizione sismica:

- la pericolosità sismica è la probabilità che si verifichi entro una data area ed entro un certo periodo di tempo un evento sismico in grado di causare danni: non essendo possibile prevedere i terremoti o modificarne intensità e frequenza, la classificazione sismica del territorio individua la pericolosità e quantifica le azioni di riferimento in ogni zona. Le mappe di pericolosità sismica (Figura 1.1a) possono essere definite in termini di intensità macrosismica oppure di Accelerazione di picco al suolo (Peak Ground Acceleration - PGA) e accelerazione spettrale. L'intensità macrosismica è una misura ibrida dell'input sismico che dipende indirettamente dalla vulnerabilità degli edifici, anche se le moderne scale macrosismiche, come la Scala Macrosismica Europea EMS98 (§ 1.1.2), puntano a superare questo aspetto: è un parametro utile in quanto la pericolosità sismica è ottenuta, deterministicamente o probabilisticamente, dalla sismicità storica. La rappresentazione meccanica dell'input sismico è invece data tramite PGA e accelerazione spettrale relativa alla risposta strutturale di un sistema ad un grado di libertà equivalente: gli effetti di sito possono essere tenuti in considerazione sia come amplificazione della PGA sia modificando la forma spettrale;
- per vulnerabilità sismica si intende la propensione al danneggiamento che un edificio o un gruppo di edifici dimostra in occasione di un evento sismico (Figura 1.1b): tali danni possono indurre la momentanea perdita o riduzione di funzionalità dei manufatti e

delle strutture od anche una totale irrecuperabilità. È comunque possibile ridurre il danno atteso migliorando le caratteristiche strutturali e non strutturali dei manufatti mediante interventi;

- per quanto riguarda l'esposizione sismica del costruito (dislocazione, consistenza, qualità e valore dei beni e delle attività presenti sul territorio: insediamenti, edifici storici, ma anche attività economico-produttive, infrastrutture, densità di popolazione, ecc.) è possibile intervenire su condizioni di particolare criticità progettando l'uso del territorio, incidendo su distribuzione e densità abitative, infrastrutture e destinazioni d'uso, oppure aumentando il livello di protezione migliorando i comportamenti in caso di eventi accidentali.

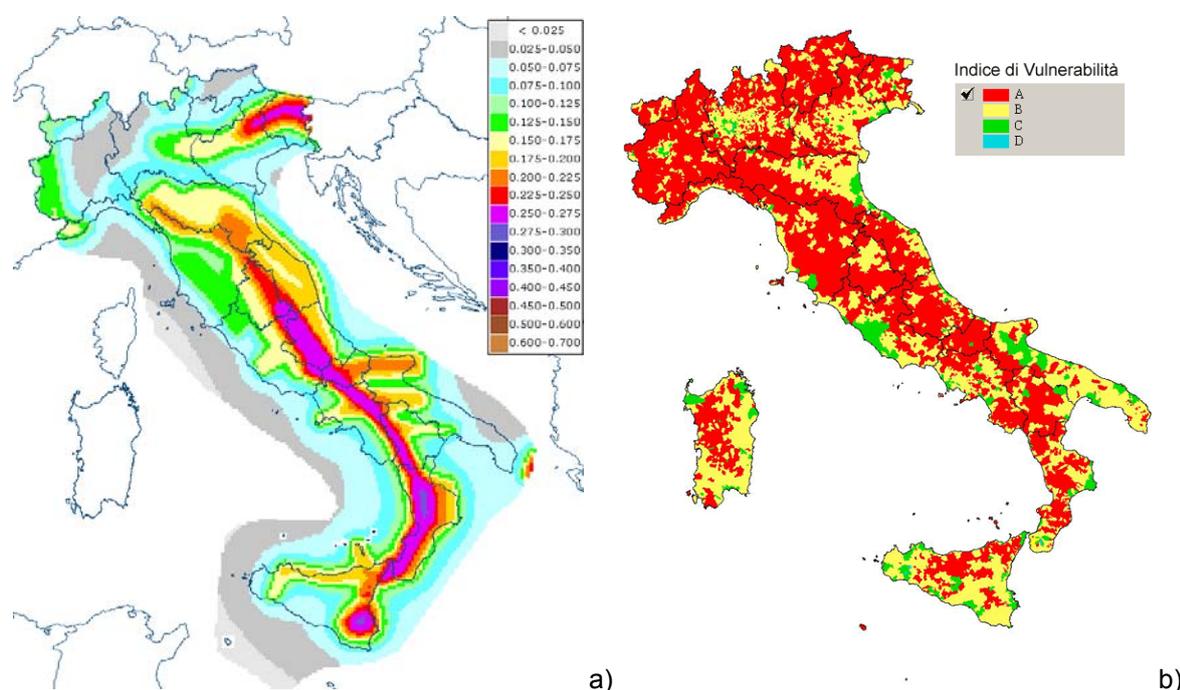


Figura 1.1 – Mappe nazionali: a) stima di pericolosità sismica in termini di a_g per probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (Meletti e Montaldo, 2007); b) distribuzione dell'indice sintetico di vulnerabilità ricavato per ognuno dei comuni italiani stimando la distribuzione delle classi tipologiche di vulnerabilità EMS98 a partire da elaborazioni dei dati ISTAT (Zuccaro, 2004)

Tali argomenti sono assai diversi e implicano competenze disciplinari distinte: geologia, sismologia e sismologia applicata per la pericolosità; ingegneria e urbanistica per vulnerabilità e esposizione (C.N.R.-G.N.D.T., 1993).

1.1.1 Lo studio della vulnerabilità sismica

Eeguire un'analisi di vulnerabilità sismica significa valutare la consistenza del costruito diffuso in una data area, sia in termini quantitativi che qualitativi, ed in particolare stimare la sua propensione ad essere danneggiato da un terremoto. Una metodologia per l'analisi di vulnerabilità deve quindi precisare come eseguire il censimento, più o meno dettagliato,

del costruito e delle sue caratteristiche e definire opportuni modelli che correlino la severità del moto sismico con gli effetti in termini di danneggiamento fisico e di perdite, economiche o intangibili.

Qualora lo studio di pericolosità sia condotto in termini probabilistici, si configura quella che viene denominata un'analisi di rischio. Nel caso invece in cui la sismicità sia studiata su base deterministica, ad esempio estraendo da un catalogo di sismicità storica uno o più terremoti significativi, si esegue un'analisi di scenario, ovvero si valutano gli effetti sul territorio a seguito di uno specifico evento sismico.

La scelta tra analisi di rischio e analisi di scenario dipende dalle finalità dello studio. Nel caso di uno studio del territorio a fini preventivi, l'analisi di rischio è preferibile in quanto fornisce, ad esempio, una valutazione comparabile tra le diverse porzioni di territorio interessate dallo studio. Per analizzare invece gli aspetti di gestione dell'emergenza legati alla Protezione Civile è più significativa un'analisi di scenario, in quanto riproduce una distribuzione realistica degli effetti sul territorio, fatto che consente di elaborare strategie per il post-terremoto; riferendosi però ad un unico evento, il rischio in alcune aree dello studio potrebbe essere tuttavia sottostimato (Giovinazzi e Lagomarsino, 2001).

1.1.2 Le scale di intensità macrosismica

Come noto, la misura dell'intensità di un evento sismico può essere effettuata tramite misure strumentali oppure tramite classificazioni empiriche degli effetti del terremoto stesso.

Tra le prime si distinguono quantità che rappresentano la intensità del terremoto alla sorgente e quantità che misurano il moto vibratorio del suolo in un punto a distanza dalla sorgente stessa: per il primo scopo, la grandezza normalmente impiegata è la magnitudo (espressa nella scala Richter), che dipende essenzialmente dall'energia cinetica rilasciata; per il secondo, la misura del moto sismico più adatta a fini ingegneristici è l'accelerazione assoluta del suolo, giacché a questa sono proporzionali le forze d'inerzia che esercitano sulle strutture.

Diverse da queste misure sono le cosiddette classificazioni di intensità macrosismica, introdotte prevalentemente in epoca pre-strumentale e tuttora largamente usate, che forniscono, per ogni intensità, una descrizione locale degli effetti distruttivi provocati dal sisma. L'intensità macrosismica è di importanza fondamentale, costituendo quasi l'unico strumento disponibile per classificare la severità dei terremoti storici. Le scale di intensità macrosismica classificano, dunque, in modo empirico la severità di un sisma, secondo una scala ordinale, espressa in gradi, basata sugli effetti prodotti prevalentemente sulle strutture civili (danni alle costruzioni) e, in misura minore, sull'assetto geomorfologico e geotecnico (danno geologico).

La prima di queste scale, detta scala Mercalli, risale agli inizi del '900. Tale classificazione è stata successivamente perfezionata e sono state redatte la scala Mercalli – Cancani – Sieberg (MCS) del 1923, con la versione definitiva del 1930, e la scala Mercalli modificata (MM) del 1931, aggiornata ed espressa in forma più concisa nella Mercalli modificata del

1956. Sono state poi proposte, a partire dal 1964, le scale Medvedev-Sponheuer-Karnik (MSK). Più recentemente, è stata proposta la European Macroseismic Scale (EMS98 – Grunthal, 1998).

L'osservazione empirica dei danni provocati agli edifici da terremoti di media o alta intensità ha sempre evidenziato come edifici soggetti sostanzialmente alla stessa eccitazione manifestano comportamenti radicalmente differenti, in relazione alla loro tipologia, alle regole costruttive, ai materiali impiegati e allo stato di manutenzione.

Le prime scale di intensità facevano un riferimento molto generico alla distribuzione dei danni osservati per i diversi gradi di severità del terremoto, senza alcuna distinzione nei riguardi della tipologia costruttiva (praticamente il costruito era tutto in muratura) e della qualità strutturale; a partire dalla MCS, però, le scale macrosismiche hanno cominciato a contenere una descrizione sempre più precisa della distribuzione dei danni alle diverse tipologie edilizie. Ad esempio la scala MCS del 1930 distingue fra gli edifici in muratura quelli “mal costruiti” e quelli “costruiti solidamente” ed ipotizza che una qualità strutturale ancora migliore sia propria di “edifici intelaiati”; le scale MSK hanno ancor più chiaramente suddiviso gli edifici (in realtà solo gli edifici non costruiti con particolari regole di protezione anti-sismica) in tre classi (A, B, C) di decrescente vulnerabilità sismica.

Il concetto di classe di vulnerabilità è stato particolarmente approfondito e chiarito dalla scala EMS98. Essa contempla la definizione di una casistica chiara e dettagliata di tipologie costruttive e della distribuzione dei livelli di danno correlati a ciascun grado di intensità, miranti a rendere il più oggettiva possibile la valutazione dell'intensità locale.

Sono state introdotte sei classi di vulnerabilità potenzialmente in grado di misurare sia gli edifici esistenti non progettati per il sisma, sia quelli esistenti o di nuova costruzione con diversi livelli di protezione antisismica. In Tabella 1.1 è possibile notare come la scala di intensità EMS98 associ, ad ogni tipologia di struttura (muraria, cemento armato, acciaio e legno), in funzione anche delle tecniche costruttive, una propria classificazione di vulnerabilità, che è individuata da una scala decrescente dalla A alla F.

Secondo la scala macrosismica EMS98, quindi, una classe di vulnerabilità non coincide con una tipologia o con un gruppo di tipologie: infatti, edifici della stessa tipologia, ad esempio gli edifici in muratura qui particolarmente considerati, possono appartenere a diverse classi di vulnerabilità, anche se in ogni caso resta identificata una classe centrale particolarmente frequente. Per gli edifici in muratura la classificazione dipende essenzialmente dalla qualità dell'apparecchiatura muraria dei blocchi di pietra naturale o artificiali. Per gli edifici in c.a. dipende, invece, dal sistema strutturale (telai o pareti) e dalla esecuzione e livello di tecniche di protezione antisismica.

L'appartenenza di un edificio o di un gruppo di edifici ad una classe di vulnerabilità ha a che fare con la frequenza relativa con cui si manifestano livelli di danno fisico apparente, ben definiti dalla scala su sei livelli (in Tabella 1.2 sono riportati i gradi di danno stabiliti dalla scala per edifici in muratura), al variare dei gradi dell'intensità macrosismica (dal VI,

in cui cominciano a manifestarsi danni agli edifici più vulnerabili, al grado massimo XII - Tabella 1.3).

Tabella 1.1 – Tabella di vulnerabilità della scala EMS98

Tipi di strutture		Classi di vulnerabilità					
		A	B	C	D	E	F
Muratura	Mattone cotto al sole	○					
	Mattone di terra	○	—				
	Pietra semplice	—	○				
	Pietra massiccia		—	○	—		
	Non rinforzata, con elementi di pietra lavorata	—	○	—			
	Non rinforzata, con piano RC (pareti in c.a.)		—	○	—		
	Rinforzata o confinata			—	○	—	
Cemento armato	Struttura senza disegno antisismico (ERD)	—	—	○	—		
	Struttura con moderato livello di protezione sismica		—	—	○	—	
	Struttura con elevato livello di protezione sismica			—	—	○	—
	Pareti senza disegno antisismico (ERD)		—	○	—		
	Pareti con moderato livello di protezione sismica			—	○	—	
	Pareti con alto livello di protezione sismica				—	○	—
Acciaio	Strutture in acciaio			—	—	○	—
Legno	Strutture in legno		—	—	○	—	

- classe di vulnerabilità più probabile
 — intervallo probabile
 - - - intervallo di minore probabilità, casi eccezionali

Tale informazione è certamente incompleta: essa precisa per ogni intensità la frequenza del danno maggiore di ogni classe, ma non chiarisce la distribuzione dei danni di grado più basso. Tuttavia, è possibile un ragionevole completamento dei valori linguistici delle frequenze di danno, che possono essere successivamente interpretate numericamente, anche se in modo impreciso: infatti, la stessa scala suggerisce il grado di appartenenza di sottoinsiemi sfuocati dell'intervallo dei valori percentuali (da 0 a 100) che possono essere associati alle definizioni linguistiche (Figura 1.2) e la teoria dei random sets consente di estrarre distribuzioni cumulative inferiori, superiori ed una distribuzione centrale *White* per le probabilità dei diversi gradi di danno (e quindi anche i relativi valori di aspettazione), in funzione dell'intensità macrosismica.

Tabella 1.2 – Gradi di danno per edifici in muratura stabiliti dalla scala EMS98

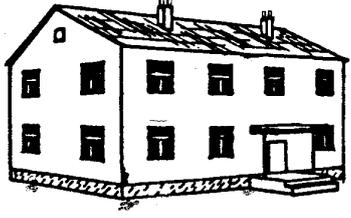
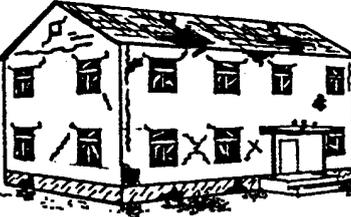
	<p>GRADO 1: danno leggero</p> <p>Nessun danno strutturale Danni leggeri a elementi non strutturali</p>
	<p>GRADO 2: danno moderato</p> <p>Leggeri danni strutturali Danni moderati a elementi non strutturali</p>
	<p>GRADO 3: danno grave</p> <p>Moderati danni strutturali Danni pesanti a elementi non strutturali</p>
	<p>GRADO 4: danno molto grave</p> <p>Pesanti danni strutturali Danni molto pesanti a elementi non strutturali</p>
	<p>GRADO 5: distruzione</p> <p>Danni strutturali molto pesanti</p>

Tabella 1.3 – Gradi di intensità della scala EMS98 a partire dal grado VI: a) effetti sull'uomo; b) effetti sugli oggetti e sulla natura; c) danni agli edifici.

VI	Leggermente dannoso	<p>a) Il terremoto viene avvertito dalla maggior parte delle persone all'interno e da molte all'esterno. Alcune persone perdono l'equilibrio. Molte persone si spaventano e scappano all'aperto.</p> <p>b) Piccoli oggetti solitamente stabili possono cadere e i mobili possono essere spostati. In alcuni casi piatti e bicchieri possono rompersi. Gli animali da cortile (anche all'aperto) possono spaventarsi.</p> <p>c) Danni di grado 1 sono subiti da molti edifici di classe di vulnerabilità A e B; alcuni edifici di classe A e B subiscono danni di grado 2; alcuni edifici di classe C subiscono danni di grado 1.</p>
----	---------------------	--

VII	Dannoso	<p>a) La maggior parte delle persone è spaventata e cerca di correre all'aperto. Molti trovano difficoltà a stare in piedi, specialmente nei piani alti.</p> <p>b) I mobili sono spostati e i pensili possono cadere. Gli oggetti cadono dalle mensole in grande numero. L'acqua trabocca dai contenitori, dalle cisterne e dalle piscine.</p> <p>c) Molti edifici di classe di vulnerabilità A subiscono danni di grado 3; alcuni di grado 4. Molti edifici di classe B subiscono danni di grado 2; alcuni di grado 3. Alcuni edifici di classe C subiscono danni di grado 2. Alcuni edifici di classe D subiscono danni di grado 1.</p>
VIII	Pesantemente dannoso	<p>a) Molte persone trovano difficoltà a restare in piedi, anche all'esterno.</p> <p>b) I mobili possono essere rovesciati. Gli oggetti quali televisori, macchine da scrivere, ecc. cadono per terra. Le lapidi possono essere occasionalmente spostate, girate o rovesciate. Le oscillazioni possono essere viste su terreni molto soffici.</p> <p>c) Molti edifici di classe di vulnerabilità A subiscono danni di grado 4; alcuni di grado 5. Molti edifici di classe B subiscono danni di grado 3; alcuni di grado 4. Molti edifici di classe C subiscono danni di grado 2; alcuni di grado 3. Alcuni edifici di classe D subiscono danni di grado 2.</p>
IX	Distruttivo	<p>a) Panico generale. La gente può essere gettata forzatamente a terra. b) Molti monumenti e colonne cadono o sono ruotati. Le oscillazioni sono visibili su terreni molto soffici.</p> <p>c) Molti edifici di classe di vulnerabilità A subiscono danni di grado 5. Molti edifici di classe B subiscono danni di grado 4; alcuni di grado 5. Molti edifici di classe C subiscono danni di grado 3; alcuni di grado 4. Molti edifici di classe D subiscono danni di grado 2; alcuni di grado 3. Alcuni edifici di classe E subiscono danni di grado 2.</p>
X	Molto distruttivo	<p>c) La maggior parte degli edifici di classe di vulnerabilità A subiscono danni di grado 5. Molti edifici di classe B subiscono danni di grado 5. Molti edifici di classe C subiscono danni di grado 4; alcuni di grado 5. Molti edifici di classe D subiscono danni di grado 3; alcuni di grado 4. Molti edifici di classe E subiscono danni di grado 2; alcuni di grado 3. Alcuni edifici di classe F subiscono danni di grado 2.</p>
XI	Devastante	<p>c) La maggior parte degli edifici di classe di vulnerabilità B subiscono danni di grado 5. La maggior parte degli edifici di classe C subiscono danni di grado 4; molti di grado 5. Molti edifici di classe D subiscono danni di grado 4; alcuni di grado 5. Molti edifici di classe E subiscono danni di grado 3; alcuni di grado 4. Molti edifici di classe F subiscono danni di grado 2; alcuni di grado 3.</p>
XII	Completamente devastante	<p>c) Tutti gli edifici di classe di vulnerabilità A e B e, praticamente, tutti gli edifici di classe di vulnerabilità C sono distrutti. La maggior parte degli edifici di classe D, E e F sono distrutti. Gli effetti del terremoto hanno raggiunto i massimi effetti concepibili.</p>

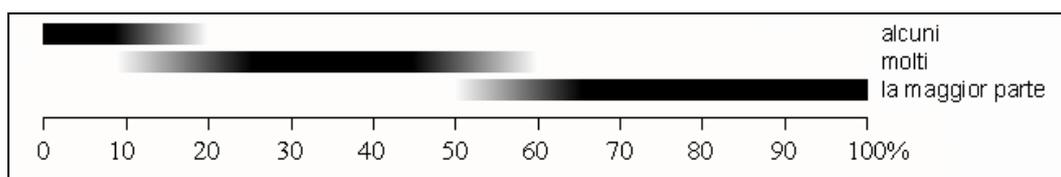


Figura 1.2 – Definizione dei quantificatori utilizzati dalla scala EMS98

1.1.3 Metodologie e livelli di analisi della vulnerabilità

Le analisi di vulnerabilità sul costruito ordinario a scala territoriale comportano valutazioni su campioni di grande numero; l'uso di modelli di calcolo strutturale è improponibile sia per la difficoltà di individuare modelli semplici, ma affidabili, sia per la quantità di dati che sarebbe necessario rilevare sul campo. Le metodologie devono, quindi, basarsi su pochi parametri empirici e la loro validazione non può prescindere dall'osservazione dei danni prodotti da terremoti reali (Lagomarsino e Podestà, 2005; Cifani et al., 2005).

I modelli di vulnerabilità dipendono dalle caratteristiche dell'edificio (tipologia, materiali, dimensioni e forma, dettagli costruttivi) e possono essere a gradi di accuratezza differente, a seconda del livello di conoscenza degli elementi investigati. Per quel che riguarda quest'ultimo aspetto, è generalmente condivisa un'impostazione che distingue le metodologie in base all'accuratezza ed alla significatività dei dati rilevati e catalogati secondo tre livelli (Livello 0, 1 e 2):

- Livello 0: basso livello di informazioni, caratterizzato unicamente dall'inventario degli edifici senza dati specifici (ad esempio il censimento ANCITEL oppure il censimento ISTAT), a parte la classe tipologica. L'analisi di vulnerabilità a questo livello può essere utile per una conoscenza preliminare, ma completa del rischio sismico in una grande città o in una regione, in modo da pianificare gli interventi preventivi per la mitigazione del rischio, stabilire le priorità e allocare le risorse finanziarie.
- Livello 1: prevede la raccolta, tramite un rilievo speditivo, di alcune informazioni aggiuntive rispetto alla sola individuazione tipologica e, in particolare, di quei dati che possono essere connessi al comportamento strutturale del manufatto (regolarità, qualità dei materiali, dimensioni, interazione con edifici adiacenti, stato di manutenzione, trasformazioni e interventi). L'analisi di vulnerabilità a questo livello, permette di individuare liste di priorità all'interno delle stesse classi tipologiche.
- Livello 2: è basato su indagini e rilievi mirati che consentono la raccolta di informazioni approfondite su singoli manufatti e l'osservazione di dettaglio dei danni. Le modellazioni della risposta sismica che possono essere effettuate sulla base di questi dati, sebbene semplificate, consentono di definire la vulnerabilità sismica complessiva di singole strutture.

È importante sottolineare come tutti i livelli precedentemente menzionati siano lontani da una studio finalizzato alla definizione degli interventi di miglioramento sismico di un edificio (Livello 3): in effetti, questa non rappresenta una delle finalità di un'analisi di vulnerabilità e pertanto è impossibile implementarla all'interno di un'analisi territoriale (Liberatore, 2000).

Il quadro delle metodologie di analisi della vulnerabilità è molto articolato e diverse classificazioni sono state proposte (C.N.R.-G.N.D.T., 1993; Dolce et al., 1994). Una prima classificazione si imposta sul tipo di risultato distinguendo tra:

- tecniche dirette: forniscono in un solo passo un risultato consistente in una effettiva previsione di danni provocati da eventi sismici;
- tecniche indirette: si articolano in due passi, ciascuno dei quali corrisponde a un risultato. Nel primo passo si determina un opportuno indicatore di vulnerabilità; nel secondo, si istituisce, in funzione dell'indicatore, una correlazione tra terremoti e danni attesi;
- tecniche convenzionali: il risultato è un indicatore di vulnerabilità, ma non viene ad esso associato una previsione di danno. Esse sono sostanzialmente utili per confrontare edifici diversi ubicati in aree di uguale sismicità.

Una ulteriore classificazione concerne l'organismo al quale viene assimilato l'edificio; si distingue pertanto tra:

- tecniche tipologiche: concepiscono l'edificio come membro indifferenziato di una classe tipologica, definita in funzione dei materiali, della tecnica costruttiva o di altri fattori. Hanno il pregio di richiedere indagini sul campo piuttosto semplici; inoltre, fruiscono di notevoli basi di dati. D'altro lato, non distinguendo i singoli edifici all'interno di una classe non consentono di operare una graduatoria tra di essi. Sono impiegate per avere informazioni su aree urbane considerate nel loro complesso.
- tecniche meccanicistiche: sono le più vicine all'usuale approccio ingegneristico alla valutazione della sicurezza, sostituiscono all'edificio un suo modello teorico. Possono consentire, con gradualità affinamenti, di passare da risultati validi per intere aree territoriali ad altri risultati validi anche per singole costruzioni. D'altra parte, esse richiedono che nel fabbricato sia individuabile uno schema strutturale sufficientemente chiaro.
- tecniche semeiotiche: considerano l'edificio come un organismo la cui vulnerabilità può essere descritta attraverso sintomi. In generale, esse introducono un certo numero di fattori di vulnerabilità, come l'organizzazione generale del sistema resistente, la qualità di detto sistema, la resistenza globale della costruzione alle azioni orizzontali, lo stato di degrado e così via. Per ciascun fattore viene assegnato all'edificio un certo livello: l'incremento dei livelli denuncia un incremento di vulnerabilità. Si tratta di tecniche molto versatili, perché compendiano un grande numero di informazioni sui fabbricati che si esaminano; esse implicano d'altra parte un giudizio soggettivo di esperti in campo e la loro affidabilità dipende dalla esplicitazione di una relazione tra i livelli ed i danni sismici attesi.

Metodologie condivise a livello internazionale non sono disponibili, nonostante alcuni studi siano stati fatti in passato, in particolare in Italia, partendo dalla vulnerabilità osservata su un gran numero di edifici danneggiati da eventi sismici. Nei paragrafi successivi sono brevemente descritte, tra quelle disponibili in letteratura, alcune delle metodologie usate per analisi di vulnerabilità sismica, con particolare riferimento agli edifici esistenti in muratura portante.

1.1.3.1 Matrici di probabilità di danno

Le matrici di probabilità di danno (Damage Probability Matrix - DPM) sono matrici che, per una data classe di vulnerabilità, forniscono in modo discreto la relazione tra grado di danneggiamento, descritto attraverso livelli qualitativi associati all'evidenza di particolari stati lesionativi o di collasso parziale o totale, e intensità macrosismica. Possono essere ricavate dall'elaborazione statistica di rilievi di danno oppure si possono derivare teoricamente dalle scale macrosismiche.

Le DPM stabiliscono, quindi, una corrispondenza diretta tra tipologia edilizia e classe di vulnerabilità. Si tratta di una metodologia tipologica, che in Italia possiede una robusta validazione sperimentale; la distribuzione probabilistica dei danni (istogramma di danno), indicata per ciascuna classe di vulnerabilità per i diversi livelli dell'intensità sismica, è stata ottenuta sulla base dei danni effettivamente rilevati a seguito dei principali eventi sismici che hanno interessato il territorio nazionale, ed in particolare del terremoto dell'Irpinia (novembre 1980), il più significativo per quantità dei dati e livelli di intensità sismica. A partire dal terremoto in Irpinia, infatti, sono state utilizzate schede per il rilevamento del costruito ordinario, evolute successivamente nella scheda G.N.D.T. (Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti) di I livello e poi nell'attuale scheda AeDES (Agibilità e Danno nell'Emergenza post-Sismica - Bernardini, 2000), che definiscono le tipologie edilizie sulla base di una combinazione tra le caratteristiche delle strutture verticali e orizzontali e permettono di attribuire ad esse alcune classi di vulnerabilità (generalmente A, B e C).

Alla fine dello scorso secolo, anche il concetto di classe di vulnerabilità ha avuto una interessante evoluzione con la comparsa della scala EMS98 (§ 1.1.2). Sono state introdotte 6 classi (A, B, C, D, E, F) a cui sono associate previsioni statistiche del livello di danno fisico apparente in popolazioni di edifici: si tratta pertanto di una misura della vulnerabilità che, anche se ovviamente di carattere convenzionale, contiene implicitamente in sé matrici di probabilità di danno che possono essere esplicitate seguendo diversi approcci (Giovannazzi e Lagomarsino, 2001, Bernardini et al., 2007). In questo senso, la scala EMS98 costituisce uno strumento molto potente per lo studio della vulnerabilità sismica condotto su base tipologica: tuttavia è indispensabile il confronto con i dati raccolti direttamente durante i rilievi nell'emergenza post-sisma.

1.1.3.2 Dati ISTAT

La fonte dei dati sono le pubblicazioni dell'Istituto Nazionale di Statistica (ISTAT) di Roma. In particolare si utilizzano i dati sugli edifici residenziali provenienti dai censimenti generali della popolazione che si svolgono ogni 10 anni (gli ultimi risalgono al 1991 e al 2001).

Il dato originale dell'ISTAT si riferisce alla singola unità abitativa (alloggio individuale) e contiene informazioni sulle persone residenti, sulla superficie e su alcune caratteristiche dell'edificio a cui appartiene. Dal 2001, l'ISTAT ha realizzato anche il censimento degli

edifici in cui le abitazioni sono situate, attraverso un apposito modello di rilevazione: vengono considerati il numero e le caratteristiche degli edifici ad uso abitativo e, limitatamente ai centri abitati, quelli destinati ad uso non abitativo, come ad esempio chiese, musei, monumenti (Frassine e Giovinazzi, 2004). Tali dati sono però resi pubblici in modo aggregato a livello di sezione censuaria (si perde quindi ogni riferimento al singolo edificio): essi contengono comunque molte informazioni utili sia per l'attribuzione della tipologia (materiale, epoca di costruzione), sia per tenere conto di eventuali modificatori di comportamento (manutenzione, numero di piani, contesto strutturale, presenza di pilotis). Rielaborando tali dati, è possibile ricavare, a livello di sezione censuaria, gruppi di edifici omogenei per tipologia costruttiva (muratura, cemento armato, pilotis, altro o ignoto) e numero di piani (uno o due piani; da tre a cinque piani; oltre cinque piani), indicando il numero di edifici, il loro volume e la popolazione residente. I dati relativi a ciascun gruppo nella sezione censuaria possono quindi essere suddivisi percentualmente per classe di età, livello di manutenzione e contesto urbano (edificio isolato o in aggregato).

I dati ISTAT consentono quindi di determinare le frequenze (in ogni sezione censuaria) di gruppi di edifici omogenei (in prima approssimazione "equivulnerabili") rispetto ad un certo numero di parametri rilevati nell'indagine: nel metodo di stima della vulnerabilità a partire da dati ISTAT si valuta inoltre la propensione a subire danno attraverso il calcolo di un indice di vulnerabilità, calcolato attribuendo un "peso" numerico ai vari parametri.

1.1.3.3 Metodologia G.N.D.T. di II livello

La metodologia di II livello G.N.D.T. è basata su una scheda (Benedetti e Petrini 1984) che raccoglie, sulla base di giudizi esperti, fattori di vulnerabilità legati sia ad informazioni tipologiche e costruttive e ad aspetti di regolarità strutturale registrati nel rilievo di ogni singolo edificio in muratura, sia ad effettivi calcoli della resistenza ad azioni orizzontali delle pareti murarie; a ciascun fattore è attribuito un peso nel computo totale e differenti punteggi a seconda delle caratteristiche (secondo quattro classi di vulnerabilità). Mediante una somma pesata, si ottiene, in modo convenzionale, un indice di vulnerabilità, che caratterizza la propensione dell'edificio al danneggiamento (metodologia semeiotica): punteggi e pesi, riportati in Tabella 1.4, sono determinati attraverso analisi statistiche dei dati di danneggiamento raccolti in occasione di terremoti recenti.

Tale indicatore consente la comparazione della vulnerabilità relativa di diversi edifici (e quindi le priorità di operazioni di rinforzo), oppure, tramite il rilievo sistematico o campionario del costruito, la costruzione di scenari di danno per le diverse intensità dello scuotimento atteso o prefissato.

Inoltre, attraverso l'analisi statistica dei dati di rilievo su edifici danneggiati in occasione di alcuni terremoti (Friuli 1976 e Italia Centrale 1984), ad ogni valore dell'indice è associata una curva, che correla il fattore di danno (rapporto tra il costo dell'intervento di riparazione ed il valore dell'opera) al picco di accelerazione dell'input sismico atteso (Guagenti e Petrini, 1989; Garavaglia et al., 2004).

Tabella 1.4 – Punteggi e pesi per i parametri della scheda di vulnerabilità di II livello G.N.D.T. per edifici in muratura (VAR = variabile)

PARAMETRI	CLASSE				PESO
	A	B	C	D	
Tipo ed organizzazione del sistema resistente	0	5	20	45	1.50
Qualità del sistema resistente	0	5	25	45	0.25
Resistenza convenzionale	0	5	25	45	1.50
Posizione edificio e fondazioni	0	5	25	45	0.75
Orizzontamenti	0	5	15	45	VAR
Configurazione planimetrica	0	5	25	45	0.50
Configurazione in elevazione	0	5	25	45	VAR
Distanza massima tra le murature	0	5	25	45	0.25
Copertura	0	15	25	45	VAR
Elementi non strutturali	0	0	25	45	0.25
Stato di fatto	0	5	25	45	1.00

1.1.3.4 Hazus

Negli Stati Uniti, ma ormai anche in Europa, le tendenze più recenti nel campo dell'analisi di rischio sismico e di scenario portano ad operare con modelli meccanici, ancorché semplificati, in modo da poter utilizzare in modo coerente le moderne valutazioni della pericolosità sismica (PGA, ordinate spettrali, spettri di risposta). In particolare la metodologia HAZUS - HAZard in the United States (HAZUS 1999), messa a punto dalla FEMA - Federal Emergency Management Agency, rappresenta ormai lo standard nelle analisi di rischio sismico dell'edilizia corrente per gli Stati Uniti.

La metodologia valuta, attraverso un'analisi incrementale a collasso, curve forza-spostamento normalizzate alla massa sul primo modo di vibrazione (curve di capacità) che rappresentano il comportamento non-lineare di edifici, considerati come sistemi equivalenti ad un grado di libertà, a fronte di una azione sismica orizzontale. Ovviamente tali curve sono fornite a priori per le diverse tipologie, sulla base di pochi parametri dimensionali e costruttivi; su di esse sono individuati alcuni significativi stati limite di danno. Attraverso l'intersezione della curva di capacità con la domanda del terremoto, espressa in termini di un appropriato spettro di risposta in accelerazione in formato ADRS - Acceleration Displacement Response Spectrum, adeguatamente ridotto in modo da tenere in considerazione il comportamento anelastico (Figura 1.3), è possibile ricavare la probabilità di occorrenza di ogni singolo stato di danno e ottenere curve di fragilità.

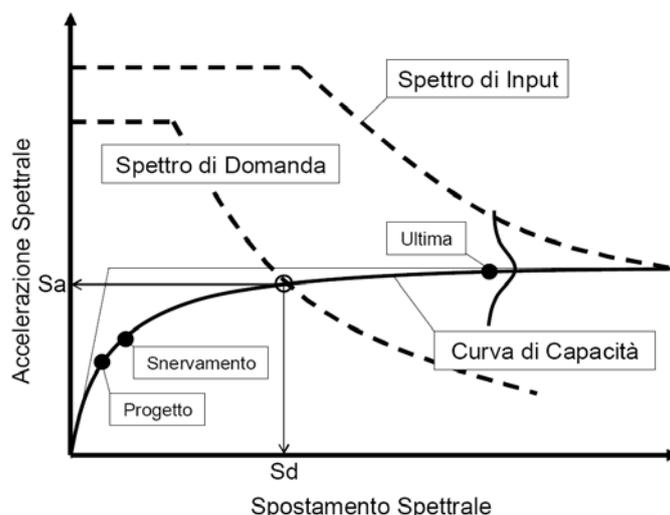


Figura 1.3 – Domanda e capacità nel metodo HAZUS (Iervolino et al., 2004)

Per l'applicazione di tale approccio, che può essere considerato quantitativo, sebbene vi sia una componente basata sul giudizio di esperti e su dati euristici, è necessaria una robusta validazione sperimentale, per lo meno sulle tradizionali costruzioni in muratura del territorio italiano (Faccioli e Pessina, 1999; Restrepo-Vélez, 2003; Iervolino et al., 2004).

1.1.3.5 Metodologie basate sull'analisi per macroelementi

Dall'osservazione dei casi reali si è notato come il collasso sismico di una costruzione storica in muratura avvenga, in genere, a causa della perdita di equilibrio di porzioni strutturali, piuttosto che per superamento di uno stato tensionale limite di resistenza. Pertanto, la capacità ultima dell'edificio dipende innanzitutto dalla stabilità dei suoi macroelementi (Giuffré, 1991).

I macroelementi sono definiti da componenti strutturali (pareti, solai e copertura) isolati o collegati in relazione ai loro reciproci vincoli (potenziali quadri di danno, fessure, discontinuità, ecc.) e confinamenti (ad esempio la presenza di tiranti o di cordoli perimetrali), alle carenze costruttive e alle caratteristiche dei materiali costitutivi. Essi si comportano indipendentemente, senza essere trattenuti da altre porzioni di edificio, seguendo cinematismi, sia fuori piano che nel piano, rappresentando quindi elementi in condizioni di incipiente collasso (Borri et al., 1999).

Una volta che la configurazione strutturale critica è definita, il passo successivo è l'identificazione del meccanismo o dei meccanismi di collasso più probabili che caratterizzano ciascun macroelemento. Gli studi basati su osservazioni in sito a seguito di eventi sismici hanno permesso di creare degli abachi dei danni caratteristici (Figura 1.4) che si verificano nelle varie tipologie costruttive (edifici, chiese), che hanno portato ad una conseguente sistematizzazione dei meccanismi di comportamento (Cardani, 2003; Doglioni et al., 1994).

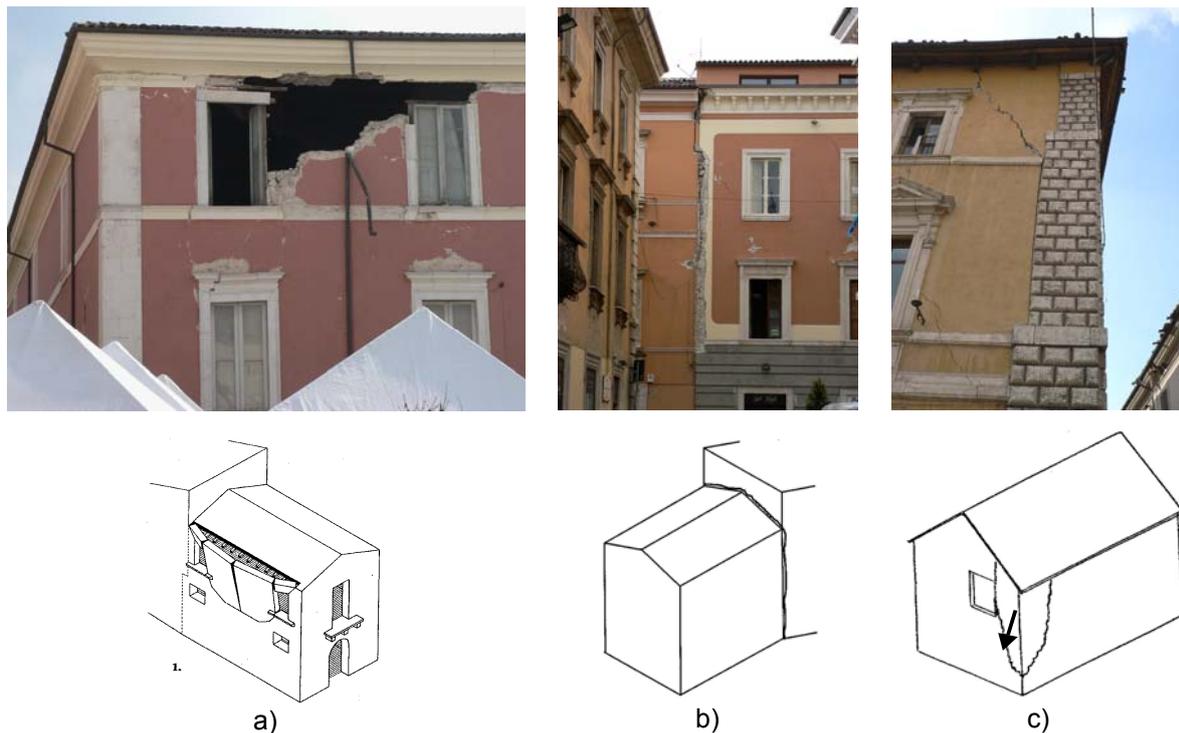


Figura 1.4 – Meccanismi di danno osservati nel Centro Storico de L’Aquila a seguito del sisma del 6 Aprile 2009 e relativi schemi interpretativi riportati negli abachi dei danni caratteristici costruiti a partire da osservazioni in sito eseguite in occasione di passati eventi sismici (Giuffrè 1993): a) ribaltamento di porzioni di muratura comprese tra aperture all’ultimo livello; b) martellamento tra edifici contigui; c) ribaltamento dell’angolata.

I meccanismi fuori piano, detti anche collassi di “primo modo”, coinvolgono pareti sottoposte ad azioni orizzontali ortogonali al loro piano (Figura 1.5). Il ribaltamento di tali pareti è il principale effetto: questo è contrastato dalla possibile presenza di elementi di collegamento (tiranti, cordoli perimetrali) o da meccanismi resistenti intrinseci (ad esempio l’effetto arco nello spessore del muro).



Figura 1.5 – Alcuni meccanismi di primo modo osservati nel Centro Storico de L’Aquila a seguito del sisma del 6 Aprile 2009

I meccanismi nel piano riguardano pareti parallele all'azione sismica. Sono anche detti di “secondo modo”, perché i relativi danni (fessure di taglio) generalmente non portano la struttura al collasso, in confronto ai meccanismi fuori piano (Figura 1.6). Le catene cinematiche descrivono rotazioni rigide nel piano di porzioni strutturali resistenti dell'edificio, definite dalle caratteristiche geometriche (dimensioni dei setti, aperture) e dalle condizioni di vincolo (collegamenti, presenza di catene o cordoli), sottoposte ad azioni orizzontali nel piano (Giuffré, 1993).



Figura 1.6 – Alcuni meccanismi di secondo modo osservati nel Centro Storico de L’Aquila a seguito del sisma del 6 Aprile 2009

Con riferimento specifico agli edifici in muratura, sono stati elaborati approcci meccanici di valutazione della vulnerabilità che si basano proprio sull'analisi dei macroelementi più vulnerabili presenti in un edificio o in un gruppo di edifici e del corrispondente meccanismo di collasso. La modellazione di questi comportamenti è però un aspetto di difficile realizzazione (mancanza di omogeneità dei materiali, incertezza sul grado di vincolo tra i diversi elementi strutturali, ecc.) e la disponibilità di modelli costitutivi non-lineari per le strutture in muratura non è molto diffusa (Lourenço et al., 1997). Un possibile approccio è connesso all'applicazione dei teoremi dell'analisi limite dell'equilibrio (Heyman, 1966), basata su una preliminare individuazione del meccanismo di collasso, connesso alla trasformazione della struttura in un cinematismo a seguito dell'introduzione di un numero sufficiente di cerniere o piani di scorrimento. Ogni blocco risulta soggetto ai carichi verticali ed alle forze sismiche orizzontali, proporzionali ai carichi verticali.

Le procedure semplificate di valutazione della vulnerabilità sismica basate sull'analisi limite di macroelementi strutturali, si basano generalmente sul calcolo di un coefficiente α_0 che rappresenta il moltiplicatore delle masse sismiche che caratterizza le condizioni di equilibrio limite per l'elemento considerato e individua, quindi, l'attivazione del meccanismo locale stesso. Il cinematismo collegato al più basso valore di α_0 è il più “fragile” e, di

conseguenza, è più probabile che si verifichi: i meccanismi nel piano, ad esempio, sono caratterizzati da coefficienti α_0 superiori rispetto a quelli al di fuori del piano.

Tali procedure di calcolo limite, consentendo di modellare solo una singola parte strutturale, dipendono da pochi parametri geometrici e meccanici e, quindi, non richiedono un rilievo estremamente accurato e pesanti oneri computazionali (Casarin, 2006). Inoltre consentono in modo più agevole una trattazione della inevitabile incertezza della previsione con tecniche adeguate alla mancanza di informazioni statistiche sufficienti per tarare effettivi metodi probabilistici: tale problema rende spesso illusoria la precisione che complessi modelli lineari o non-lineari del comportamento pretenderebbero (Bernardini et al., 2006).

Tra queste metodologie si citano:

- Vulnus, procedura automatica messa a punto presso l'Università degli Studi di Padova (Bernardini et al., 1989), recentemente implementata in ambiente Visual Basic e aggiornata in conformità alla normativa italiana in materia sismica. È una metodologia di valutazione della vulnerabilità globale di edifici in muratura sufficientemente regolari (in pianta e in elevazione) e di limitata altezza, sia isolati sia raggruppati in nuclei complessi di unità che interagiscono tra loro. Considerando i livelli di attivazione di alcuni meccanismi locali di collasso nel piano e fuori piano, il programma valuta due indici di vulnerabilità ai quali è affiancato un terzo indice basato su informazioni di carattere qualitativo. Sulla base della teoria degli insiemi sfuocati, Vulnus consente di ottenere dei giudizi di vulnerabilità e di costruire curve di fragilità. Per una descrizione accurata di questa metodologia si rimanda al § 3.
- FaMIVE (Failure Mechanism Identification and Vulnerability Evaluation), sviluppata presso il Dipartimento di Architettura e Ingegneria Civile dell'Università di Bath (D'Ayala e Speranza, 2001; D'Ayala e Speranza, 2004). Considerando la muratura come insieme di blocchi che interagiscono tramite forze normali di contatto e tangenziali attrittive, si considerano meccanismi di collasso nel piano e fuori del piano, valutandone il coefficiente di attivazione. La vulnerabilità sismica è definita da due indici, che tengono conto dell'estensione della zona coinvolta nei meccanismi di rottura e della gravità degli stessi per la sicurezza strutturale. Utilizzando un criterio che stima l'attendibilità dei dati ricavati, vengono forniti i limiti inferiore e superiore all'interno dei quali è compreso il giudizio di vulnerabilità.
- c-Sisma, procedura automatica messa a punto presso l'Università degli Studi di Padova (Valluzzi et al., 2004a). Permette lo studio del comportamento meccanico dei macroelementi strutturali individuabili in un edificio attraverso l'analisi locale di circa 35 cinematismi. Per ciascuno di essi, il programma restituisce il calcolo del moltiplicatore delle masse sismiche α_0 che attiva il meccanismo considerato e consente di compiere in automatico anche le verifiche di sicurezza richieste, nei confronti dello stato limite ultimo, dalla vigente normativa, controllando l'evoluzione del cinematismo fino alle ef-

fettive condizioni di collasso. Per l'analisi completa di questa metodologia si rimanda al § 5.

1.2 I centri storici

Come indicato in tutti i principali documenti sul restauro (Carta di Atene, 1931; Carta di Venezia, 1964; ISCARSAH, 2005), la nozione di patrimonio culturale comprende tanto la creazione architettonica isolata quanto l'ambiente urbano che costituisca la testimonianza di una civiltà particolare, di un'evoluzione significativa o di un avvenimento storico: tale nozione si applica quindi non solo alle grandi opere monumentali, ma anche alle opere modeste che, con il tempo, abbiano acquistato un significato culturale. In questo senso nel patrimonio culturale e architettonico rientrano non solo di edifici monumentali, ma anche gli aggregati urbani e quindi la cosiddetta "edilizia minore" che racchiude un particolare valore storico. I centri storici caratterizzano infatti l'immagine di una città rappresentando la sua memoria storica e, al contempo, un documento tangibile dell'antica arte del costruire.

Tutte le costruzioni storiche in muratura, compresi i monumenti più famosi, sono stati costruiti in funzione di "regole dell'arte", fondate sull'esperienza acquisita nella realizzazione di strutture analoghe. In particolare, gli edifici ordinari presenti nei centri storici sono spesso realizzati basandosi su tipologie (murature contenenti diversi materiali costituenti, pareti multi-strato) e particolari costruttivi (in particolare connessioni scadenti) che in alcuni casi possono evidenziare fondamentali carenze rispetto a condizioni di sicurezza verso le azioni sismiche.

Nel passato le costruzioni in muratura erano infatti realizzate in funzione di proporzioni degli elementi strutturali basate sull'intuizione del comportamento strutturale. Tale approccio teneva in considerazione unicamente le azioni statiche principalmente connesse al peso proprio degli elementi strutturali: concetti come amplificazione dinamica, smorzamento, interazione suolo-struttura sono non semplici da essere gestiti senza un approccio teorico e, per queste ragioni, gli edifici in muratura furono dimensionati per sopportare solamente le azioni verticali e le spinte orizzontali statiche di archi o volte, ottimizzando la dimensione e forma degli elementi strutturali in funzione della limitata resistenza a trazione della muratura. Un'azione sismica orizzontale modifica però significativamente la curva delle pressioni indotta dai carichi verticali e normalmente produce lesioni diffuse e collassi parziali.

Il terremoto è un'azione non frequente e l'esperienza dei costruttori in relazione alla protezione nei confronti degli eventi sismici varia in funzione dell'area geografica e dal tempo. Nelle zone caratterizzate da un'elevata sismicità, dove il terremoto è un'azione spesso frequente, negli edifici sono presenti particolari costruttivi o presidi antisismici capaci di contrastare l'attivazione e l'evoluzione di un meccanismo di danno (Figura 1.7). In aree di moderata sismicità, gli stessi presidi antisismici possono essere individuati unicamente in quegli edifici realizzati immediatamente dopo un evento catastrofico; tuttavia la non com-

preensione della loro importanza strutturale determina la scomparsa dalla modalità costruttiva locale dopo due o tre generazioni.



Figura 1.7 – Presidi antisismici: a) tiranti metallici: l’assenza di catene a livello della copertura ha concentrato il danno all’ultimo piano (Centro Storico de L’Aquila), mentre la regolarità delle tirantature ha minimizzato l’entità dei danni (Villa Sant’Angelo - AQ); b) ringrosso a scarpa aggiunto alla parete di facciata (Roio Poggio - AQ); c) archi di contrasto (Casentino - AQ)

La vulnerabilità degli edifici storici può essere quindi ricondotta a: 1) la qualità della muratura; 2) la forma e le dimensioni degli elementi architettonici che spesso si trovano in uno stato di manutenzione assolutamente deficitario; 3) la presenza di presidi antisismici.

Diversi studi (Giuffrè e Carocci, 1999, Borri et al., 2002) hanno riguardato l’identificazione degli elementi di vulnerabilità sismica degli edifici storici sulla base dell’osservazione del danno conseguente a eventi sismici che hanno interessato nel passato alcuni centri storici (Figura 1.8). È stato evidenziato come i meccanismi di danno osservati siano a volte riconducibili a elementi di vulnerabilità dell’edificio isolato (tipologia e con-

nessione tra elementi verticali e orizzontali, tipologia di fondazioni e della copertura, mancanza di omogeneità nei materiali e nelle tecniche costruttive utilizzate), altre volte direttamente connessi con il contesto aggregato in cui l'edificio è inserito (connessione insufficiente tra edifici adiacenti, edifici adiacenti di altezza diversa o solai sfalsati), o ancora legati alla locale tradizione costruttiva o alle modifiche subite dagli edifici rispetto alla loro concezione originale (intasamenti, sopraelevazioni, demolizioni parziali).



Figura 1.8 – Analisi di alcuni elementi di vulnerabilità della schiera 5 del Centro Storico di Campi Alto di Norcia (PG) eseguite dal Politecnico di Milano: a) irregolarità altimetriche; b) irregolarità nella distribuzione delle aperture; c) conseguente riduzione di spessore dei maschi murari (Cardani, 2003).

In effetti, analizzando un centro storico, non è possibile prescindere dal fatto che l'unità di analisi alla quale si deve fare riferimento non è il singolo edificio, bensì l'aggregato, all'interno del quale i singoli edifici sono organizzati secondo schemi planimetrici e altimetrici spesso complessi. Da un punto di vista strutturale, infatti, tali edifici, a volte non autosufficienti in condizioni ordinarie, interagiscono fortemente tra loro se soggetti ad un'azione sismica (Giovinazzi et al., 2004).

In virtù dell'indiscusso valore riconosciuto ai centri storici, la definizione di modelli per la valutazione della vulnerabilità sismica dovrebbe essere orientata verso analisi di dettaglio, in grado di cogliere e rappresentare l'assoluta originalità e il pregio di ciascun centro; allo

stesso tempo, la grandissima diffusione di centri di valore storico e culturale sul territorio italiano, impone l'adozione di modelli semplificati. In questo senso, la definizione di un approccio adeguato per l'applicazione a livello territoriale, ma non troppo generalizzato, comporta il necessario riferimento ad una classificazione tipologica. Tenendo in considerazione l'ampia varietà di manufatti che caratterizzano il patrimonio culturale, la loro collocazione geografica, gli stili architettonici, l'epoca di costruzione questa classificazione non è un aspetto di facile risoluzione. L'osservazione empirica dei danni provocati agli edifici da terremoti di media o alta intensità ha sempre evidenziato come edifici, soggetti sostanzialmente alla stessa eccitazione, manifestano comportamenti differenti, in relazione alla loro tipologia, alle regole costruttive, ai materiali impiegati e allo stato di manutenzione: le scale macrosismiche hanno pertanto costantemente inserito riferimenti alla qualità strutturale per cercare di quantificare l'intensità locale a partire dai danni osservati. Tuttavia, per i benefici di una semplificata valutazione strutturale della vulnerabilità sismica su un'ampia popolazione di manufatti, una classificazione tipologica è normalmente possibile, raggruppando insieme strutture che possono essere considerate simili in termini della loro risposta strutturale e della loro architettura.

1.3 La normativa

Con l'approvazione del Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 risultano entrate in vigore le nuove "Norme Tecniche per le costruzioni" (NTC 2008). Le NTC 2008 riuniscono e ridisciplinano l'intero corpus legislativo da applicare nella progettazione e nella realizzazione di nuovi edifici e nella valutazione della sicurezza e nel progetto d'interventi di consolidamento di manufatti edilizi esistenti, identificando i livelli di sicurezza e le prestazioni delle costruzioni e unificando sia le norme relative al comportamento e alla resistenza dei materiali e delle strutture, sia quelle relative alla definizione delle azioni e dei loro effetti. In particolare, in caso di evento sismico, lo scopo fondamentale di tale corpo normativo è quello di assicurare che sia protetta la vita umana, siano limitati i danni e rimangano funzionanti le strutture essenziali agli interventi di protezione civile.

Le NTC 2008 rimandano alle indicazioni della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 2/2/09 recante "Istruzioni per l'applicazione delle «Norme Tecniche per le Costruzioni» di cui al D.M. 14/01/2008". I Riferimenti Tecnici delle NTC 2008 rimandano, inoltre, alle "Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale" (LGBC 2007), elaborate in applicazione delle precedenti "Norme Tecniche per le Costruzioni" (D.M. 14/9/2005) e dell'Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20/3/2003 e delle sue successive modificazioni e integrazioni, in particolare l'O.P.C.M. n. 3431 del 3/5/2005.

Nei paragrafi successivi sono sinteticamente prese in considerazione le indicazioni fornite dalla normativa vigente, maggiormente utili per lo sviluppo degli argomenti oggetto della tesi.

1.3.1 Gli aggregati edilizi

Come detto nei paragrafi precedenti, gli edifici esistenti in muratura sono caratterizzati da peculiarità che devono essere opportunamente considerate: in particolare, nei centri storici, in presenza di edifici in aggregato, frutto di trasformazioni successive, è necessaria un'adeguata conoscenza preliminare per impostare una significativa interpretazione del comportamento meccanico attraverso la modellazione strutturale. Gli aggregati edilizi sono, infatti, costituiti da un insieme di parti che risultano da una genesi articolata e non unitaria, dovuta a molteplici fattori (sequenza costruttiva, modifiche di materiali, mutate esigenze...). Risulta dunque di fondamentale importanza, ai fini dell'analisi, la conoscenza più completa possibile dei manufatti, basata su operazioni di rilievo, ricerche storiche ed indagini sperimentali (Binda, 2004).

L'O.P.C.M. 3431 del 2005 aveva introdotto, al punto 11.5.4.3.2, una serie di istruzioni cui è opportuno attenersi nello studio di aggregati edilizi: tali indicazioni sono state riprese nel § C8A.3 delle Istruzioni per l'applicazione delle NTC 2008 e sono riportate schematicamente di seguito. Le LGBC 2007 non forniscono invece indicazioni aggiuntive sulle tipologie complesse.

Nell'analisi di edifici facenti parte di un aggregato edilizio si deve tenere conto delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti, connessi od in aderenza ad essi. È per questo fondamentale determinare preliminarmente le Unità Strutturali (U.S.) da considerare nello studio: si dovrà esaminare l'intero aggregato, individuando le connessioni spaziali fondamentali, con attenzione ai meccanismi di giustapposizione e sovrapposizione, e tenendo conto che tali porzioni di aggregato devono presentare un comportamento strutturale unitario nei confronti dei carichi statici e dinamici. A tale scopo, il processo di indagine dovrebbe svilupparsi su diversi strati di informazione, esaminando:

- i rapporti tra processi di aggregazione dei tessuti edilizi ed evoluzione morfologica del sistema viario ed i principali eventi che hanno influito sugli aspetti tipologici del costruito storico;
- l'allineamento delle pareti, le verifiche di ortogonalità rispetto ai percorsi viari, l'individuazione dei prolungamenti, delle rotazioni, delle intersezioni e degli slittamenti degli assi delle pareti (ciò aiuta ad identificare le pareti in relazione alla loro contemporaneità di costruzione e, quindi, a definire il loro grado di connessione);
- i rapporti spaziali e di regolarità, ripetizione, modularità ai diversi piani delle singole cellule murarie (si possono così distinguere le cellule originarie da quelle dovute a saturazione successiva);
- i disassamenti e le rastremazioni delle pareti, i muri poggianti “in falso” sui solai e lo sfalsamento di quota tra solai contigui, che rappresentano indicazioni utili per l'individuazione delle possibili fonti di danno, relative ai carichi verticali e sismici, e dei meccanismi di aggregazione;

- la forma e la posizione delle bucatore nei muri di prospetto (assialità, simmetria, ripetizione); questo permette di determinare le zone di debolezza nel percorso di trasmissione degli sforzi e di rilevarne le modificazioni avvenute nel tempo.

Le U.S. vanno comunque individuate in ragione della forma del sistema edilizio cui appartengono e possono essere composte da una o più Unità Immobiliari; in ogni caso, l'U.S. dovrà avere continuità da cielo in terra per quanto riguarda il flusso dei carichi verticali e, di norma, sarà delimitata da spazi aperti, da giunti strutturali o da edifici contigui costruiti, ad esempio, con tipologie strutturali diverse, con materiali diversi o in epoche diverse (Regione Molise-G.N.D.T., 2001).

Tra le interazioni strutturali con gli edifici adiacenti, si dovranno considerare i carichi (verticali e orizzontali) provenienti da solai o da pareti di U.S. adiacenti, le spinte non contrastate causate da orizzontamenti sfalsati di quota sulle pareti in comune con le U.S. confinanti, le spinte di archi e volte appartenenti ad U.S. contigue, le spinte provenienti da archi di contrasto o tiranti ancorati su altri edifici, gli effetti locali causati da prospetti non allineati o da differenze di altezza o di rigidità tra U.S. adiacenti, i possibili martellamenti nei giunti tra U.S. confinanti, le azioni di ribaltamento e di traslazione che interessano le pareti delle U.S. di estremità.

L'analisi di una U.S. secondo i metodi utilizzati normalmente per edifici isolati, senza adeguata modellazione dell'interazione con i corpi di fabbrica contigui, assume pertanto un significato convenzionale: di conseguenza, si ammette che l'analisi della capacità sismica globale delle U.S. possa essere verificata attraverso metodologie semplificate, descritte nel § C8A.3.1 delle Istruzioni per l'applicazione delle NTC 2008. In particolare, si distingue il caso in cui siano presenti solai sufficientemente rigidi da quello in cui i solai dell'edificio siano flessibili. Nel primo caso l'analisi della U.S. può essere svolta mediante analisi statica non-lineare verificando separatamente ciascun interpiano dell'edificio e trascurando la variazione della forza assiale nei maschi murari dovuta all'effetto dell'azione sismica; con l'esclusione di unità strutturali d'angolo o di testata, così come di parti di edificio non vincolate o non aderenti su alcun lato ad altre unità strutturali (ad esempio piani superiori di un edificio di maggiore altezza rispetto a tutte le U.S. adiacenti), l'analisi potrà anche essere svolta trascurando gli effetti torsionali, ipotizzando che i solai possano unicamente traslare nella direzione considerata dell'azione sismica. Nel secondo caso, si può procedere all'analisi e alla verifica delle singole pareti o dei sistemi di pareti complanari che costituiscono l'edificio, ciascuna analizzata come struttura indipendente, soggetta ai carichi verticali di competenza ed all'azione del sisma nella direzione parallela alla parete.

1.3.2 L'analisi dei meccanismi locali di collasso

L'elevata vulnerabilità degli edifici esistenti in muratura, i quali non soddisfano le ipotesi comunemente più adatte per le nuove strutture resistenti al sisma, comporta la necessità di definire metodi di analisi adatti alle peculiarità individuate.

In occasione dei recenti sviluppi normativi, l'O.P.C.M. 3431 del 2005, nell'Allegato 11.C, aveva introdotto una serie di istruzioni cui è opportuno attenersi nello studio dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura, suggerendo proprio un'analisi dei modelli cinematici elementari basata su un approccio cinematico: tali indicazioni sono state riprese nell'allegato C8A.4 delle Istruzioni per l'applicazione delle NTC 2008 "Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura". Anche le LGBC 2007 ribadiscono in più punti l'importanza della metodologia di analisi limite di macroelementi strutturali per le valutazioni di sicurezza di costruzioni esistenti in muratura.

La normativa indica infatti la necessità di condurre una verifica per valutare la sicurezza degli edifici nei confronti di tali meccanismi. Tale verifica può essere effettuata a partire dall'analisi delle condizioni limite dell'equilibrio, scegliendo il meccanismo di collasso e valutando l'azione orizzontale che innesca il cinematicismo: per ogni meccanismo considerato, è poi possibile valutare, mediante i metodi di analisi suggeriti dalla normativa stessa, la capacità sismica, in termini di resistenza o di spostamento, seguendo l'evoluzione del meccanismo fino al collasso.

1.3.3 I livelli di valutazione della sicurezza sismica

L'attuazione di politiche di mitigazione del patrimonio architettonico è prerogativa imprescindibile per la sua conservazione nel tempo e per la sua fruizione in sicurezza: essa richiede la conoscenza del livello rischio sismico dei manufatti esistenti a scala territoriale. Considerato il numero rilevante di beni aventi valore storico-artistico, le verifiche devono però essere intese come valutazioni della sicurezza sismica da eseguirsi con metodi semplificati, basati su indagini conoscitive speditive e diversi da quelli utilizzati per il progetto di un intervento.

Le LGBC 2007 individuano in particolare tre livelli di valutazione della sicurezza sismica:

- LV1 - analisi qualitativa e valutazione con modelli meccanici semplificati: prevede l'utilizzo di metodi semplificati, basati su un numero limitato di parametri geometrici e meccanici o che utilizzano strumenti qualitativi (interrogazione visiva, lettura dei caratteri costruttivi, rilievo critico e stratigrafico). Gli strumenti di valutazione devono infatti essere rigorosi, ma sufficientemente agili da essere applicati a scala territoriale: essi sono basati su una scrupolosa raccolta di informazioni attraverso moduli schedografici e sulla formulazione di un preliminare giudizio qualitativo sul livello di rischio sismico. L'obiettivo di questo livello di analisi è quello di stabilire delle priorità per l'esecuzione di interventi di miglioramento sismico per la mitigazione del rischio: essi saranno eventualmente realizzati a valle di una valutazione più approfondita (LV2 o LV3).
- LV2 - valutazione su singoli macroelementi (meccanismi locali di collasso): questo livello di valutazione si applica nei casi in cui sono previsti interventi di restauro che interessano singole parti della costruzione. La sicurezza sismica può essere valutata fa-

cendo riferimento a modelli locali, riferiti a porzioni strutturalmente autonome della costruzione (macroelementi), considerando l'eventuale presenza di stati di danneggiamento pregressi (specie se di origine sismica) e le conoscenze sul comportamento di strutture simili (desunte dal rilievo sistematico dei danni post-terremoto). L'analisi cinematica rappresenta lo strumento in genere più efficace ed agevole per tale valutazione: i risultati ottenibili possono però essere eccessivamente cautelativi se non vengono considerati i diversi dettagli costruttivi che determinano il comportamento reale (presenza di catene, ammorsamento tra murature ortogonali, tessitura muraria, condizioni di vincolo degli orizzontamenti, ecc.).

- LV3 - valutazione complessiva della risposta sismica del manufatto: questo livello di valutazione più accurato considera la sicurezza sismica della singola costruzione nel suo complesso: deve essere adottato nella progettazione di interventi di miglioramento che modifichino il funzionamento accertato della costruzione e, comunque, quando il restauro riguarda un edificio di tipo strategico, per l'importanza sociale di conoscere in modo attendibile la sicurezza di tali strutture. La verifica complessiva della risposta sismica del manufatto non richiede necessariamente il ricorso ad un modello globale della costruzione, ma è possibile procedere alla scomposizione della struttura in macroelementi, a condizione che venga valutata la ripartizione delle azioni sismiche tra i diversi sistemi strutturali, in ragione delle diverse rigidità e dei collegamenti tra le stesse; tale ripartizione può essere operata anche in modo approssimato, purché venga garantito l'equilibrio nei riguardi della totalità delle azioni orizzontali. La valutazione può quindi essere eseguita con gli stessi metodi utilizzati al livello LV2, ma sistematicamente su ciascun elemento della costruzione.

1.4 Scopo e struttura della tesi

Per quanto detto nei precedenti paragrafi, è importante agire sull'elaborazione di appositi indirizzi per l'identificazione della vulnerabilità e del rischio sismico dei centri storici e dei beni culturali, ad un livello idoneo e coerente con le esigenze di una valutazione rapida (L.S.U., 1999 e 2000; Lourenço e Roque, 2006; Guéguen et al., 2007; Indirli et al., 2008).

In particolare, al fine di garantire la salvaguardia dei centri storici e la loro protezione da eventuali eventi sismici, è necessario individuare le situazioni di maggiore vulnerabilità e implementare modelli capaci di rappresentare la propensione al danno delle costruzioni.

In questo senso, lo scopo della tesi è quello di definire, validare e applicare ad alcuni casi reali una metodologia, basata su rilievi e analisi in sito e su procedure di valutazione speditiva della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in muratura, che consenta di predisporre in modo sistematico e ripetibile scenari di danno, formulando indirizzi utili agli organi preposti alla tutela del patrimonio architettonico.

Nel capitolo 2 tale metodologia è analizzata nel dettaglio per quel che riguarda l'impostazione generale, gli strumenti schedografici utilizzati e i concetti di base delle pro-

cedure automatiche adottate. Sono inoltre presentati i tre centri storici umbri e abruzzesi scelti come casi di studio (Campi Alto di Norcia, Castelluccio di Norcia e Sulmona) e sono brevemente descritti gli aggregati ai quali la metodologia verrà applicata, permettendo di ottenere indicazioni generali di vulnerabilità per le classi tipologiche cui fanno riferimento. Il capitolo 3 analizza la procura di calcolo automatica Vulnus Vb 4.0 considerando le ipotesi di base, i parametri necessari per il calcolo e i modelli in essa implementati. Vengono esaminate le tecniche di ragionamento approssimato che sono alla base della analisi di vulnerabilità svolta dal programma per singole unità strutturali inserite in nuclei urbani e per interi gruppi di edifici. Sono inoltre presi in considerazione i metodi di classificazione di singole unità edilizie nella classi di vulnerabilità che meglio ne approssimano il comportamento e, più in generale, sono proposti i possibili confronti tra i risultati della procedura automatica e quelli impliciti nella definizione della scala di intensità macrosismica EMS98. Per validare l'approccio seguito da Vulnus per la stima della resistenza nel piano delle pareti parallele all'azione sismica, è svolta nel capitolo 4 una valutazione più accurata di tale contributo resistente, coerentemente basata su parametri fisico-meccanici ricavabili da rilievi speditivi. Tale "conferma meccanica" è stata ottenuta mediante analisi statiche non-lineari di edifici-tipo in muratura, raggruppati in classi in funzione dei parametri che li definiscono e aventi caratteristiche generali particolarizzate, per alcuni aspetti, sulle tipologie dell'edificato del centro storico di Sulmona: tali analisi hanno permesso di studiare la capacità sismica di tali classi e di relazionarla al danno fisico, permettendo di effettuare previsioni di comportamento.

In modo analogo viene effettuata una valutazione più accurata della stima della resistenza fuori piano delle pareti ortogonali all'azione sismica effettuata da Vulnus: il capitolo 5 illustra infatti la procedura automatica c-Sisma 3.0 che consente di applicare meccanismi locali a singoli macroelementi strutturali. Sono esaminate le ipotesi di base del programma e la metodologia seguita per lo svolgimento delle verifiche di sicurezza secondo la vigente normativa; sono stati inoltre presi in considerazione i modelli cinematici ritenuti significativi per le analisi, con particolare riferimento agli edifici dei due centri storici umbri.

Infine, nel capitolo 6, sono descritti i risultati ottenuti dall'applicazione della metodologia e delle procedure precedentemente illustrate ai tre siti dell'Italia centrale scelti come campione. Sono state inoltre valutate possibili implicazioni normative e gli sviluppi futuri che si sono delineati a seguito del sisma in Abruzzo del 6 Aprile 2009: la metodologia verrà infatti utilizzata per studi pilota relativi ad attività di rilievo, analisi e decisione degli interventi per la conservazione di aggregati strutturali nell'ambito di centri storici abruzzesi.

2 UNA METODOLOGIA PER VALUTAZIONI DI VULNERABILITÀ SISMICA SU LARGA SCALA

2.1 Introduzione

Come indicato in (Doglioni et al., 1994), il corretto punto di partenza per l'analisi strutturale di edifici storici è quello di una conoscenza approfondita delle tecniche costruttive e dei materiali impiegati, insieme allo studio della storia del manufatto e dei dissesti subiti; nei riguardi dell'azione sismica è poi particolarmente utile l'osservazione diretta dei danni, data la difficoltà di simulare la risposta reale attraverso modelli teorici.

Le LGBC 2007, al § 4.1, sottolineano come, per gli edifici esistenti e, in particolare, per il patrimonio culturale, siano particolarmente critiche la conoscenza dei dati caratterizzanti la fabbrica e delle modifiche intercorse nel tempo, dovute ai fenomeni di danneggiamento derivanti dalle trasformazioni antropiche, dall'invecchiamento dei materiali e dagli eventi calamitosi, e l'esecuzione di una completa campagna di indagini qualitative e quantitative, che possono risultare troppo invasive sulla fabbrica stessa. Viene pertanto indicato un percorso della conoscenza che può essere ricondotto alle seguenti attività:

- identificazione della costruzione, localizzazione in relazione a particolari aree a rischio, e rapporto della stessa con il contesto urbano circostante;
- caratterizzazione funzionale dell'edificio e dei suoi spazi;
- rilievo geometrico della costruzione nello stato attuale (descrizione stereometrica completa della fabbrica, compresi gli eventuali fenomeni fessurativi e deformativi);
- analisi storica degli eventi e degli interventi subiti: in particolare, individuazione della sequenza delle fasi di trasformazione edilizia, dall'ipotetica configurazione originaria all'attuale;
- individuazione degli elementi costituenti l'organismo resistente, nell'accezione materiale e costruttiva, con una particolare attenzione rivolta alle tecniche di realizzazione, ai dettagli costruttivi, alle connessioni tra gli elementi e allo stato di conservazione;
- identificazione dei materiali, del loro stato di degrado, delle loro proprietà meccaniche;
- conoscenza del sottosuolo e delle strutture di fondazione, con riferimento anche alle variazioni avvenute nel tempo ed ai relativi dissesti;
- monitoraggio.

In questo senso, un approccio metodologico di comprovata affidabilità per la conoscenza della vulnerabilità sismica degli edifici appartenenti a centri storici è stato sviluppato (Binda, 2004) e progressivamente calibrato in occasione di campagne di indagine in sito (Binda et al., 2004a); esso considera diversi livelli di analisi, tra cui la raccolta di dati storici, il rilievo geometrico, l'evoluzione strutturale dell'edificio, il riconoscimento dei materiali, la morfologia delle sezioni murarie, l'osservazione di meccanismi di danno e dell'efficacia di eventuali tecniche di intervento già utilizzate in passato. La valutazione della vulnerabilità

sismica degli edifici storici risulta, quindi, arricchita da diversi apporti, mediante un approccio rigorosamente interdisciplinare.

2.2 Impostazione metodologica

Come indicato nei precedenti paragrafi, la tessitura edilizia dei centri storici è caratterizzata da un complesso ambiente edificato, formato da costruzioni che hanno subito modifiche e stratificazioni nel tempo e che costituiscono un'importante parte del patrimonio culturale. Nonostante l'uso di materiali e di tecniche costruttive apparentemente simili, le caratteristiche di tale architettura, denominata “minore”, variano in base all'epoca di costruzione, alla tipologia (edifici isolati, edifici a schiera e aggregati complessi), all'orografia del luogo (siti piani a montuosi), alla storia sismica locale (Binda et al., 1999). Diviene pertanto inderogabile il ricorso ad un approccio multidisciplinare basato sulla conoscenza preliminare dell'edificio, definendo una metodologia di analisi per sotto-strutture che, insieme alle indicazioni per la diagnosi e la scelta di tecniche e materiali compatibili per corretto interventi di miglioramento, costituisce la base per la definizione di un modello interpretativo del comportamento meccanico delle strutture, necessario per l'analisi della vulnerabilità sismica. Il metodo è infatti basato sulla scomposizione dell'aggregato urbano in celle elementari caratterizzate da omogeneità nella geometria e nella costruzione; il singolo edificio è poi suddiviso secondo gli elementi strutturali (Binda et al., 2006).

Tale metodologia consta essenzialmente delle seguenti attività:

- rilievo in sito mediante apposite schede a vari livelli di approfondimento, che raccolgono diverse informazioni (geometriche, materiche...) su edifici e murature che li costituiscono, di un campione di edifici di un centro storico, prendendo in considerazione diverse tipologie (edifici isolati, edifici in linea semplice e doppia, edifici a corte, blocchi, ecc.);
- raccolta di dati su evoluzione storica, interventi pregressi, meccanismi di danno osservati o previsti e relativi quadri fessurativi, discontinuità e elementi di vulnerabilità intrinseca, ecc.;
- per alcune unità opportunamente individuate, riconoscimento e caratterizzazione completa della tipologia muraria e dei suoi componenti, anche mediante indagini in laboratorio e prove in sito, non distruttive e debolmente distruttive;
- valutazione della vulnerabilità dei sistemi edilizi accorpati nel centro storico, ottenute mediante l'applicazione delle procedure di analisi di vulnerabilità di edifici esistenti in muratura a livello globale e di verifica sismica a livello locale, basate sull'analisi per macroelementi;
- identificazione delle tecniche di intervento più adeguate per il miglioramento e la conservazione.

In ogni centro storico è infatti possibile distinguere diverse tipologie edilizie attraverso alcune caratteristiche quali il numero di piani, l'estensione e il tipo delle facciate,

l'esposizione, i materiali e gli elementi strutturali, l'aggregazione (edifici isolati, edifici a schiera, edifici complessi a volte così estesi da costituire dei veri e propri isolati).

Nell'edilizia minore, più l'edificio è complesso più è il frutto di aggiunte successive a quello originale. Nel caso di edifici in aggregato, costituiti dall'unione di diversi volumi posizionati in piano o in pendio, un attento rilievo geometrico e strutturale dello stato di fatto permette di riconoscere l'evoluzione degli edifici nel tempo: nati come edifici isolati essi si possono essere trasformati in schiere o in aggregati. A seguito del rilievo, si possono identificare blocchi o parti di edificio rappresentandoli in assonometria ed evidenziando le parti costruite in successione, in modo da studiare meglio i probabili meccanismi di collasso. Sono infatti le connessioni più critiche tra i vari blocchi, legate alle fasi di espansione o di trasformazione dell'edificio, ad interessare dal punto di vista della vulnerabilità, in quanto queste connessioni sono spesso molto deboli o addirittura inesistenti.

L'esperienza di terremoti passati, però, insegna che nei casi di edifici particolarmente complessi è più difficile comprendere la vulnerabilità agli eventi sismici, se non si conosce in dettaglio come si sono evolute le strutture: il rilievo geometrico può non essere più sufficiente ed occorre raccogliere informazioni dallo studio di documenti d'archivio e dalla storia degli eventi sismici che hanno colpito il centro storico.

Per una corretta interpretazione del tipo di danno e delle cause che lo hanno provocato, è però indispensabile eseguire un rilievo del quadro fessurativo e dello stato di conservazione. Molti dei danni attribuiti all'evento sismico possono in realtà essere di natura differente e causati, per esempio, da carichi permanenti o da cedimenti del terreno o, ancora più semplicemente, dalla mancanza di manutenzione. Un rilievo del quadro fessurativo sull'edificio nel suo complesso può comunque aiutare nel riconoscere i punti deboli della struttura e i meccanismi di danno e di collasso più probabili, tramite l'individuazione delle porzioni strutturali a possibile comportamento indipendente dalla compagine edilizia.

Un'informazione molto importante fornita dal rilievo degli edifici è anche la distinzione tra costruzioni o sue parti sottoposte ad interventi di consolidamento per l'adeguamento o il miglioramento strutturale e costruzioni che non hanno subito tali interventi.

In un'indagine a scala urbana, anche in caso di centri di piccole dimensioni, è impossibile condurre prove in laboratorio e in sito per ogni edificio. Si è adottato pertanto il criterio di raggiungere un minimo livello di conoscenza svolgendo un numero limitato di indagini in sito e in laboratorio su alcuni edifici rappresentativi delle diverse tipologie edilizie riscontrate nel centro storico, scelti a campione sulla base dei rilievi geometrici, materici e dei quadri fessurativi. Lo scopo è quindi quello di identificare i diversi materiali che costituiscono le murature e il loro comportamento fisico e meccanico mediante prove indispensabili, significative e possibilmente non distruttive, evitando le indagini troppo costose o eccessivamente lunghe. L'indagine è utile inoltre per scegliere i materiali compatibili e le tecniche più adeguate per la riparazione anche a scopi preventivi.

Un'importante aspetto dell'indagine a campione consiste nel definire la tessitura del prospetto e la morfologia della sezione muraria, analizzando i materiali che le compongono dal punto di vista fisico (forma, dimensioni, caratteristiche, ecc.) e studiando la qualità muraria. Le sezioni murarie non sono facilmente identificabili, ma frequentemente ad una tessitura piuttosto regolare osservata sui paramenti esterni non corrisponde sempre una sezione altrettanto regolare (Figura 2.1).

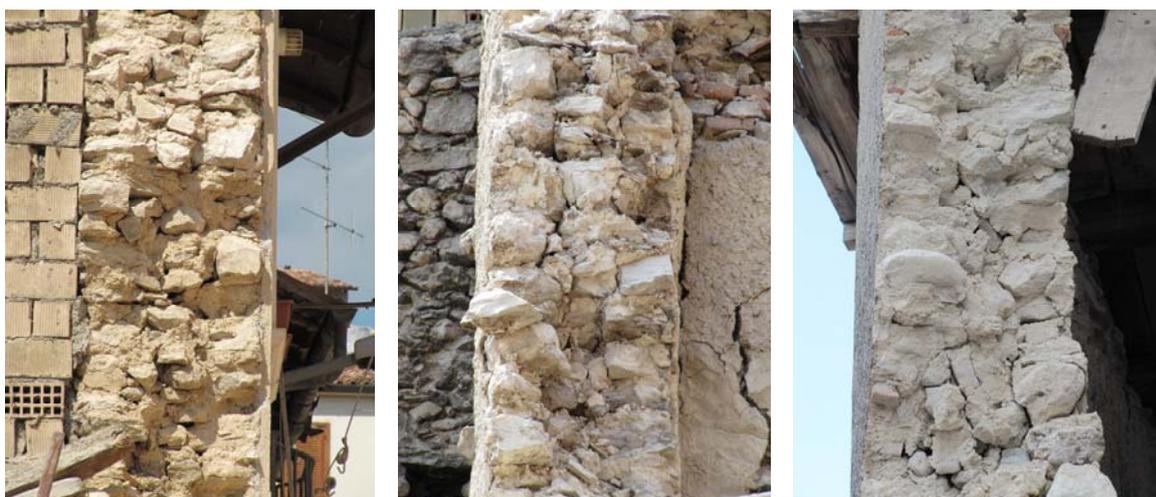


Figura 2.1 – Alcune sezioni murarie fortemente irregolari osservate nel Centro Storico di Paganica (AQ) a seguito del sisma del 6 Aprile 2009

Sono state inoltre studiate delle procedure affidabili per la valutazione della vulnerabilità sismica e per la previsione del danno degli edifici esistenti in muratura, basate sull'applicazione di modelli cinematici elementari in grado di descrivere il comportamento meccanico dei macroelementi strutturali. L'analisi viene eseguita a livello globale utilizzando il programma Vulnus; a livello locale gli elementi più significativi sono selezionati nell'edificio e i singoli meccanismi sono analizzati tramite il programma c-Sisma, sia nel piano che fuori dal piano (Binda et al., 2007).

I dati raccolti su diversi centri storici in diverse regioni italiane sono stati sistematizzati in un database (disponibile su <http://www.stru.polimi.it:8180/>), che costituisce una base di lavoro per la definizione di una metodologia di indagine per la conoscenza degli edifici e della loro vulnerabilità ad un livello più dettagliato di quanto è normalmente richiesto per verifiche post- terremoto.

2.2.1 Gli strumenti schedografici

Sulla base dell'esperienza maturata in particolare con i terremoti del Friuli (1976) e dell'Irpinia (1980), si è affermata una metodologia di rilievo che utilizza schede organizzate su diversi livelli di approfondimento. I vantaggi dell'utilizzo di schede risiedono nell'uniformità, nell'ordine, nella sintesi, nella completezza e nell'oggettività che è possibile raggiungere tramite il loro utilizzo.

Oltre alle schede di primo e secondo livello redatte dal G.N.D.T. a partire dagli inizi degli anni '80, è di seguito riportata la scheda utilizzata per la raccolta delle informazioni derivanti dall'applicazione della metodologia precedentemente descritta.

2.2.1.1 Scheda AeDES 05/2000

La scheda AeDES 05/2000, meglio conosciuta come “Scheda di 1° livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza post-sismica”, è finalizzata al rilevamento delle caratteristiche tipologiche, del danno e dell'agibilità degli edifici ordinari nella fase di emergenza che segue il terremoto. Gli edifici sono intesi come unità strutturali di tipologia costruttiva ordinaria (tipicamente quella in muratura, in c.a. o acciaio intelaiato o a setti) dell'edilizia per abitazioni e/o servizi. È esclusa pertanto l'applicazione della scheda agli edifici a tipologia specialistica (capannoni industriali, edilizia sportiva, teatri, chiese, ecc.) o monumentale. La scheda consente di effettuare un rilievo speditivo su interi tessuti edilizi ed una prima catalogazione del patrimonio edilizio, disponendo di alcuni dati tipologici e metrici degli edifici. Accoppiati ai dati di danno, tali informazioni sono utili anche per una prima valutazione dei costi di riparazione e/o miglioramento, consentendo di predisporre scenari di costo per diversi contributi unitari associati a diverse soglie di danno.

La scheda costituisce un valido ausilio alla valutazione dell'agibilità, il cui giudizio finale resta comunque di stretta pertinenza della squadra di rilevatori. Essa, infatti, mantiene traccia dell'ispezione effettuata e del relativo esito, cerca di stabilire un linguaggio comune nella descrizione del danno e della vulnerabilità, fornisce un percorso guidato che dagli elementi rilevati indirizza alla valutazione del rischio e, quindi, al giudizio di agibilità, consente una migliore informatizzazione dei dati (in buona parte acquisibili dalla scheda anche tramite lettore ottico).

La scheda è il frutto delle esperienze effettuate sul campo, attraverso l'utilizzazione di schede a diversi livelli di dettaglio nei terremoti passati (Irpinia 1980, Abruzzo 1984, Basilicata 1990, Reggio Emilia 1996). La sua attuale configurazione nasce dall'esigenza di ottimizzare i diversi parametri che concorrono a rendere efficiente il percorso che va dal rilievo alla decisione finale (sia essa relativa all'agibilità, o alla valutazione economica del danno), evitando la raccolta di dati di scarsa importanza rispetto alle finalità del rilievo, o di difficile reperimento, tenuto conto della finalità di pronto intervento che si vuole associare alla scheda. È così possibile che alcune caratteristiche, che pure hanno importanza non secondaria sul comportamento sismico e la vulnerabilità di un edificio, non siano inserite tra quelle da rilevare, per evidente impossibilità o eccessive difficoltà di conoscenza.

Una caratteristica peculiare, che contraddistingue la scheda AeDES dalle schede utilizzate in passato, riguarda la classificazione tipologica dei diversi elementi costruttivi. Viene, infatti, attuata una classificazione attraverso un'interpretazione del comportamento dei diversi elementi costruttivi sotto l'azione sismica e coinvolgendo nel giudizio lo stesso rilevatore. Si tratta, quindi, di un approccio comportamentale e non un approccio puramente de-

scrittivo. È indubbio, infatti, che, a fronte delle innumerevoli varietà tipologiche di uno stesso elemento strutturale (ad esempio per le murature influiscono il materiale degli inerti, la loro forma, la loro tessitura, l'organizzazione dell'apparecchio murario, la malta, ecc.), i comportamenti attesi durante un terremoto sono riconducibili a pochi. Conseguentemente, la scheda di rilievo si semplifica drasticamente se si fa riferimento a questi pochi comportamenti. La semplificazione porta in generale ad una maggiore affidabilità del dato, a condizione che la decisione di sintesi richiesta all'operatore (ossia il passaggio dalle caratteristiche "apparenti" alle caratteristiche comportamentali) sia ben guidata.

La scheda di 1° livello (da Figura 2.2 a Figura 2.4) va compilata per un intero edificio, intendendo per edificio un'unità strutturale "cielo - terra", individuabile e, quindi, distinguibile dagli edifici adiacenti, per caratteristiche tipologiche.

La scheda è suddivisa in nove sezioni, che vengono di seguito brevemente analizzate (Bernardini, 2000):

- Sezione 1 - Identificazione dell'edificio: viene richiesto di indicare i dati di localizzazione dell'edificio preso in esame, nonché un identificativo della scheda e dell'edificio, segnando la posizione di questo e la denominazione (nel caso di luogo pubblico) o il nome del proprietario.
- Sezione 2 - Descrizione dell'edificio: vengono richiesti diversi parametri che descrivono l'edificio da analizzare, tra cui il numero di piani totali, compresi quelli interrati, l'altezza media di piano, la superficie media di piano, l'età (si può scegliere se quella della costruzione o quella in cui sono stati effettuati eventuali interventi sulle strutture), la destinazione d'uso e l'attuale utilizzazione.
- Sezione 3 – Tipologia: per gli edifici in muratura si possono segnalare al massimo due combinazioni tra strutture orizzontali e verticali prevalenti o più vulnerabili. Ad esempio, volte senza catene e muratura in pietrame al 1° livello (2B) e solai rigidi (in c.a.) e muratura in pietrame al 2° livello (6B). La muratura è distinta in due tipi in ragione della qualità (materiali, legante, realizzazione) e per ognuno è possibile segnalare anche la presenza di cordoli o catene se sono sufficientemente diffusi; è anche da rilevare l'eventuale presenza di pilastri isolati, siano essi in c.a., muratura, acciaio o legno e/o la presenza di situazioni miste di muratura e strutture intelaiate. Gli edifici si considerano con strutture intelaiate di c.a. o d'acciaio se l'intera struttura portante è in c.a. o in acciaio. Situazioni miste (muratura-telai) o rinforzi vanno indicati, con modalità multi-scelta, nelle colonne G ed H della parte "muratura".

SERVIZIO SISMICO NAZIONALE
Presidenza del Consiglio dei Ministri
DIPARTIMENTO DEI SERVIZI TECNICI NAZIONALI



Presidenza del Consiglio dei Ministri
DIPARTIMENTO NAZIONALE DELLA PROTEZIONE CIVILE

Consiglio Nazionale delle Ricerche
GRUPPO NAZIONALE PER LA DIFESA DAI TERREMOTI



SCHEDA DI 1° LIVELLO DI RILEVAMENTO DANNO, PRONTO INTERVENTO E AGIBILITÀ PER EDIFICI ORDINARI NELL'EMERGENZA POST-SISMICA

(AeDES 05/2000) Codice Richiesta _____

SEZIONE 1 Identificazione edificio

Provincia: _____

Comune: _____

Frazione/Località: _____
(denominazione Istat)

Indirizzo

1 via _____

2 corso _____

3 vicolo _____

4 piazza _____ Num. Civico _____

5 altro _____
(Indicare: contrada, località, traversa, salita, etc.)

IDENTIFICATIVO SOPRALLUOGO _____ giorno _____ mese _____ anno _____

Squadra _____ Scheda n. _____ Data _____

IDENTIFICATIVO EDIFICIO

Istat Reg. _____ Istat Prov. _____ Istat Comune _____ N° aggregato _____ N° edificio _____

Cod. di Località Istat _____ Tipo cart. _____

Sez. di censimento Istat _____ N° cart. _____

Dati Catastali Foglio _____ Allegato _____

Particelle _____

Posizione edificio 1 Isolato 2 Interno 3 D'estremità 4 D'angolo

Denominazione edificio o proprietario _____

Codice Uso **S** _____

Fotocopia dell'aggregato strutturale con identificazione dell'edificio

SEZIONE 2 Descrizione edificio

Dati metrici		Età		Uso - esposizione				
N° Piani totali con interrati	Altezza media di piano [m]	Superficie media di piano [m ²]		Costruzione e ristrutturaz. [max 2]	Uso	N° unità d'uso	Utilizzazione	Occupanti
		A <input type="radio"/> ≤ 50	I <input type="radio"/> 400 +500					
<input type="radio"/> 1 <input type="radio"/> 9	1 <input type="radio"/> ≤ 2.50	B <input type="radio"/> 50 + 70	L <input type="radio"/> 500 +650	2 <input type="checkbox"/> 19 + 45	B <input type="checkbox"/> Produttivo	_____	A <input type="radio"/> > 65%	1 1 1
<input type="radio"/> 2 <input type="radio"/> 10	2 <input type="radio"/> 2.50+3.50	C <input type="radio"/> 70 + 100	M <input type="radio"/> 650 +900	3 <input type="checkbox"/> 46 + 61	C <input type="checkbox"/> Commercio	_____	B <input type="radio"/> 30+65%	2 2 2
<input type="radio"/> 3 <input type="radio"/> 11	3 <input type="radio"/> 3.50+5.0	D <input type="radio"/> 100 + 130	N <input type="radio"/> 900 +1200	4 <input type="checkbox"/> 62 + 71	D <input type="checkbox"/> Uffici	_____	C <input type="radio"/> < 30%	3 3 3
<input type="radio"/> 4 <input type="radio"/> 12	4 <input type="radio"/> > 5.0	E <input type="radio"/> 130 + 170	O <input type="radio"/> 1200 +1600	5 <input type="checkbox"/> 72 + 81	E <input type="checkbox"/> Serv. Pub.	_____	D <input type="radio"/> Non utilizz.	4 4 4
<input type="radio"/> 5 <input type="radio"/> >12		F <input type="radio"/> 170 + 230	P <input type="radio"/> 1600 +2200	6 <input type="checkbox"/> 82 + 91	F <input type="checkbox"/> Deposito	_____	E <input type="radio"/> In costruz.	5 5 5
<input type="radio"/> 6	Piani interrati A <input type="radio"/> 0 C <input type="radio"/> 2 B <input type="radio"/> 1 D <input type="radio"/> ≥3	G <input type="radio"/> 230 + 300	Q <input type="radio"/> 2200 +3000	7 <input type="checkbox"/> 92 + 01	G <input type="checkbox"/> Strategico	_____	F <input type="radio"/> Non finito	6 6 6
<input type="radio"/> 7		H <input type="radio"/> 300+ 400	R <input type="radio"/> > 3000	8 <input type="checkbox"/> ≥ 2002	H <input type="checkbox"/> Turis-ricet.	_____	G <input type="radio"/> Abbandon.	7 7 7
<input type="radio"/> 8								8 8 8
								9 9 9

Proprietà A Pubblica B Privata

Figura 2.2 – Scheda AeDES 05/2000, pagina 1

- Sezione 4 - Danni ad elementi strutturali principali: rappresentano i danni apparenti, cioè quelli riscontrabili a vista. Nella tabella ogni riga è riferita ad un tipo di compo-

nente l'organismo strutturale, mentre le colonne sono differenziate in modo da consentire di rilevare i livelli di danno presenti sulla componente e le relative estensioni in percentuale rispetto alla sua totalità nell'edificio. La definizione del livello di danno riscontrato è di particolare rilevanza, essa è basata sulla scala EMS98, integrata con le definizioni puntuali utilizzate nelle schede di rilievo G.N.D.T.. In particolare: D1 (danno leggero) è un danno che non cambia in modo significativo la resistenza della struttura e non pregiudica la sicurezza degli occupanti a causa di cadute di elementi non strutturali; D2-D3 (danno medio - grave) è un danno che potrebbe anche cambiare in modo significativo la resistenza della struttura senza che sia avvicinato il limite del crollo parziale di elementi strutturali principali; D4-D5 (danno gravissimo) è un danno che modifica in modo evidente la resistenza della struttura portandola vicino al limite del crollo parziale o totale di elementi strutturali principali. La seconda parte della tabella riguarda i provvedimenti di pronto intervento già eseguiti, quelli che con tempi e mezzi limitati conseguono una eliminazione o riduzione accettabile del rischio.

- Sezione 5 - Danni ad elementi non strutturali: per gli elementi non strutturali va indicata la presenza del danno e gli eventuali provvedimenti già in atto, con modalità multi-scelta.
- Sezione 6 - Pericolo esterno ed interventi di p.i. eseguiti: indicare i pericoli indotti da costruzioni adiacenti e/o dal contesto e gli eventuali provvedimenti presi, con modalità multiscelta.
- Sezione 7 - Terreno e fondazioni: va individuata la morfologia del sito ed eventuali dissesti sul terreno e/o sulla fondazione.
- Sezione 8 - Giudizio di agibilità: vengono stabilite le condizioni di rischio dell'edificio sulla base delle informazioni raccolte, dell'ispezione visiva e delle proprie valutazioni, relativamente alle condizioni strutturali (Sezione 3 e 4 - Tipologia e danno), alle condizioni degli elementi non strutturali (Sezione 5), al pericolo derivante dalle altre costruzioni (Sezione 6) e alla situazione geotecnica (Sezione 7). L'esito B va indicato quando la riduzione del rischio si può conseguire con il pronto intervento (opere di consistenza limitata, di rapida e facile esecuzione che rendono agibile l'edificio). L'esito D solo in casi particolarmente problematici e, soprattutto, se si tratta di edifici pubblici la cui inagibilità compromette funzioni importanti. È necessario indicare anche le famiglie e le persone da evacuare, oltre a quelle che eventualmente abbiano già lasciato l'edificio, e i provvedimenti necessari per rendere agibile l'edificio e/o per eliminare rischi indotti.
- Sezione 9 - Altre osservazioni: in questa parte finale va riportato il livello di accuratezza e completezza con cui è stato possibile effettuare il sopralluogo, nonché le annotazioni che si ritengono importanti per meglio precisare i vari aspetti del rilevamento e l'eventuale fotografia d'insieme dell'edificio.

Istat Provincia	Istat Comune	Rilevatore	N° scheda	Data
-----------------	--------------	------------	-----------	------

SEZIONE 3 Tipologia (multiscelta; per gli edifici in muratura indicare al massimo 2 tipi di combinazioni strutture verticali-solai)

Strutture verticali / Strutture orizzontali	Strutture in muratura								Altre strutture			
	Non identificate	A tessitura irregolare e di cattiva qualità (Pietrame non squadrato, ciottoli,...)				A tessitura regolare e di buona qualità (Blocchi, mattoni, pietra squadrata,...)				Telai in c. a.		
		Senza catene o cordoli	Con catene o cordoli	Senza catene o cordoli	Con catene o cordoli	Pilastri isolati	Mista	Rinforzata	Pareti in c. a.			
		A	B	C	D	E	F	G	H	Telai in acciaio		
REGOLARITA'		Non regolare		Regolare								
		A		B								
1 Non identificate	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2 Volte senza catene	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3 Volte con catene	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4 Travi con soletta deformabile (travi in legno con semplice tavolato, travi e voltine,...)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5 Travi con soletta semirigida (travi in legno con doppio tavolato, travi e tavelloni,...)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
6 Travi con soletta rigida (solai di c.a., travi ben collegate a solette di c.a.,...)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

REGOLARITA'			Non regolare		Regolare	
			A		B	
1	Forma pianta ed elevazione	<input type="checkbox"/>				
2	Disposizione tamponature	<input type="checkbox"/>				

Copertura

1 <input type="radio"/> Spingente pesante
2 <input type="radio"/> Non spingente pesante
3 <input type="radio"/> Spingente leggera
4 <input type="radio"/> Non spingente leggera

SEZIONE 4 Danni ad ELEMENTI STRUTTURALI e provvedimenti di pronto intervento (P.I.) eseguiti

Livello - estensione	DANNO ⁽¹⁾										PROVEDIMENTI DI P.I. ESEGUITI						
	D4-D5 Gravissimo			D2-D3 Medio grave			D1 Leggero			Nullo	Nessuno	Demolizioni	Cerchiature e/o tiranti	Riparazione	Puntelli	Trasenne e protezione passaggi	
	> 2/3	1/3 - 2/3	< 1/3	> 2/3	1/3 - 2/3	< 1/3	> 2/3	1/3 - 2/3	< 1/3								
	A	B	C	D	E	F	G	H	I								L
1 Strutture verticali	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
2 Solai	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
3 Scale	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
4 Copertura	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
5 Tamponature-tramezzi	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
6 Danno preesistente	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										

(1) - Di ogni livello di danno indicare l'estensione solo se esso è presente. Se l'oggetto indicato nella riga non è danneggiato campire Nullo.

SEZIONE 5 Danni ad ELEMENTI NON STRUTTURALI e provvedimenti di pronto intervento eseguiti

Tipo di danno	PRESENZA DANNO	PROVEDIMENTI DI P.I. ESEGUITI					
		Nessuno	Rimozione	Puntelli	Riparazione	Divieto di accesso	Trasenne e protezione passaggi
		A	B	C	D	E	F
1 Distacco intonaci, rivestimenti, controsoffitti...	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2 Caduta tegole, comignoli...	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3 Caduta cornicioni, parapetti...	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4 Caduta altri oggetti interni o esterni	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5 Danno alla rete idrica, fognaria o termoidraulica	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
6 Danno alla rete elettrica o del gas	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

SEZIONE 6 Pericolo ESTERNO indotto da altre costruzioni e provvedimenti di p.i. eseguiti

Causa potenziale	PERICOLO SU			PROVEDIM. DI P.I. ESEGUITI	
	Edificio	Via d'accesso	Vie interne	Divieto di accesso	Trasenne e protez. passaggi
	A	B	C	D	E
1 Crolli o cadute da altre costruzioni	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2 Rottura di reti di distribuzione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

SEZIONE 7 Terreno e fondazioni

MORFOLOGIA DEL SITO				DISSESTI (in atto o temibili): π Versanti incombenti π Terreno di fondazione			
1 <input type="radio"/> Cresta	2 <input type="radio"/> Pendio forte	3 <input type="radio"/> Pendio leggero	4 <input type="radio"/> Pianura	A <input type="radio"/> Assenti	B <input type="radio"/> Generati dal sisma	C <input type="radio"/> Acuiti dal sisma	D <input type="radio"/> Preesistenti

Figura 2.3 – Scheda AeDES 05/2000, pagina 2

2.2.1.2 Scheda di vulnerabilità di II livello G.N.D.T.

La “Scheda di vulnerabilità di 2° livello” per edifici in muratura è più approfondita e permette di effettuare valutazioni più specifiche, giungendo a un giudizio di vulnerabilità attraverso un indice numerico calcolato a partire da undici indicatori indipendenti.

La scheda (Figura 2.5), basata sulla metodologia G.N.D.T. di II livello descritta nel § 1.1.3.3, viene compilata per ogni edificio oggetto di studio. Generalmente il piano da considerare deve essere il più sollecitato in caso di sisma e di regola il piano soggetto a maggiore sforzo di taglio è il primo piano fuori terra; in presenza di forti discontinuità e considerevoli variazioni in elevazione del sistema resistente, con peggioramento dal basso verso l’alto, occorre considerare la possibilità che possa essere più sfavorevole prendere in esame un piano superiore (questo vale anche nel caso in cui si abbiano variazioni nel tipo di costruzione).

La scheda prevede l’inserimento di undici parametri ritenuti rappresentativi della propensione dell’edificio a subire danni per effetto di un evento sismico: ad ognuno di essi viene attribuita una delle classi designate e affiancato un giudizio sulla qualità delle informazioni dei dati raccolti. Tale giudizio viene scelto tra quelli riportati in Tabella 2.1.

Tabella 2.1 – Qualità dell’informazione nella Scheda di vulnerabilità di 2° livello

Qualità dell’informazione	Descrizione
E	Si intende una qualità elevata delle informazioni: dirette (misure effettuate in sito, letture di elaborati grafici affidabili, visione diretta degli elementi di informazione) con un grado di attendibilità vicino alla certezza.
M	Si intende una qualità media: dedotte (letture indirette quali quelle desunte dalle fotografie, misure desunte da elaborati non esecutivi, saggi non distruttivi di origine empirica, letture dirette su situazioni analoghe, informazioni orali di persone di fiducia del rilevatore) con grado di attendibilità intermedio tra il precedente E ed il seguente B.
B	Si intende una qualità bassa: presunte (misure dedotte da ragionevoli ipotesi conoscitive quali quelle sulle usuali modalità e sulle più frequenti scelte progettuali, informazioni orali diverse dalle precedenti) con un grado di attendibilità di poco superiore ad una scelta puramente casuale della classe.
A	Si intende una informazione assente, con un grado di attendibilità intorno ai limiti di una scelta casuale. In questi casi la valutazione del rilevatore ha valore puramente indicativo; in fase di elaborazione dei risultati si potrà decidere di tener conto della valutazione sul campo e di assegnarne un’altra sulla base di quanto accertato mediamente nella zona in esame con gradi di attendibilità più elevati.

G.N.D.T. – SCHEDA DI VULNERABILITÀ DI 2° LIVELLO (MURATURA)

Codice ISTAT Provincia ¹		Codice ISTAT Comune ³		Scheda N° ⁷														
PARAMETRI	Classi	Qual. Inf.	ELEMENTI DI VALUTAZIONE		SCHEMI – RICHIAMI													
1	TIPO ED ORGANIZZAZIONE DEL SISTEMA RESISTENTE (S.R.)	11	22	Norme nuove costruzioni (Clas. A) ³³ <input type="checkbox"/> 1 Norme riparazioni (Clas. A) <input type="checkbox"/> 2 Cordoli e catene tutti i livelli (Clas. B) <input type="checkbox"/> 3 Buoni ammassam. fra muri (Clas. C) <input type="checkbox"/> 4 Senza cordoli cattivi ammassam. (Clas. D) <input type="checkbox"/> 5		Parametro 3. Resistenza convenzionale Tipologia strutture verticali τ_x (t/mq) _____ _____ _____ _____ Minimo tra A_x ed A_y A (mq) _____ Massimo tra A_x ed A_y A (mq) _____ Coeff. $a_0 = A_v / A_t$ _____ Coeff. $\gamma = B/A$ _____ $q = (A_x + A_y) h p_m / A_t + p_s$ _____ $C = \frac{a_0 \tau_k}{q N} \sqrt{1 + \frac{q N}{1,5 q \tau_k (1 + \gamma)}}$ $\alpha = C/0,4$ _____												
				2	QUALITÀ DEL S.R.		12	23	(vedi manuale) ³⁴									
3	RESISTENZA CONVENZIONALE	13	24						Numero di piani N ³⁵ Area totale coperta A_t (mq) ³⁷ Area A_x (mq) ⁴¹ Area A_y (mq) ⁴⁴ τ_x (t/mq) ⁴⁷ Alt. media interpiano h (m) ⁵⁰ Peso specifico pareti p_m (t/mc) ⁵² Carico permanente solai p_s (t/mq) ⁵⁴									
				4	POSIZIONE EDIFICIO E FONDAZIONE		14	25	Pendenza percentuale del terreno ⁵⁶ Roccia Fondazioni: Si <input type="checkbox"/> 1 No <input type="checkbox"/> 2 Terr. sciolto non sping Fond. Si <input type="checkbox"/> 3 No <input type="checkbox"/> 4 Terr. sciolto spingente Fond. Si <input type="checkbox"/> 5 No <input type="checkbox"/> 6 Differen. max di quota Δh (m) ⁵⁹									
									5	ORIZZONTAMENTI	15	26	Piani sfalsati Si <input type="checkbox"/> 1 No <input type="checkbox"/> 2 Orizzontamenti rigidi e ben collegati ⁶³ <input type="checkbox"/> 1 Orizzontam. deformabili e ben collegati <input type="checkbox"/> 2 Orizzontam. rigidi e mal collegati <input type="checkbox"/> 3 Orizzontam. deformabili e mal collegati <input type="checkbox"/> 4 % Orizzontam. rigidi e ben collegati ⁶⁴					
													6	CONFIGURAZIONE PLANIMETRICA	16	27	Rapporto percentuale $\beta_1 = a/l$ ⁶⁶ Rapporto percentuale $\beta_2 = b/l$ ⁷⁰	
																	7	CONFIGURAZIONE IN ELEVAZIONE
				8	D_{max} MURATURE		18	29	Rapporto massimo l/s ⁸²									
9	COPERTURA	19	30						Copert. non sp. ⁸⁴ <input type="checkbox"/> poco sp. <input type="checkbox"/> 1 sp. <input type="checkbox"/> 2 Cordoli in copertura Si ⁸⁵ <input type="checkbox"/> 1 No <input type="checkbox"/> 2 Catene in copertura Si ⁸⁶ <input type="checkbox"/> 1 No <input type="checkbox"/> 2 Carico perman. coper. p_c (t/mq) ⁸⁷ Lungh. appoggio coper. l_s (m) ⁹⁰ Perimetro copertura l (m) ⁹³									
				10	ELEM. NON STRUTT.		20	31	(Vedi manuale)									
									11	STATO DI FATTO	21	32	(Vedi manuale)					

$\beta_1 = a/l$ $\beta_2 = b/l$

Parametro 9. Copertura

Coperture spingenti (tipologia M)

Coperture poco spingenti (tipologia N)

Coperture non spingenti (tipologia O)

Figura 2.5 – Scheda G.N.D.T. di II livello per edifici in muratura

La scheda è divisa in 5 colonne, destinate ad accogliere le seguenti informazioni:

- parametri (elenco dei fattori richiesti, per un massimo di 11);
- classi (classificazione dei parametri richiesti in base alle classi A, B, C e D per la muratura);
- qualità dell'informazione (grado di attendibilità dell'informazione: E, M, B, A);
- elementi di valutazione (da rilevare se richiesti);
- schemi-richiami (promemoria di quanto riportato nel manuale per alcuni parametri).

Si riporta di seguito una breve analisi degli undici parametri della scheda (Benedetti e Pettrini, 1984; Regione Toscana, 2004):

- Tipo ed organizzazione del sistema resistente: questa voce permette di valutare il grado di organizzazione degli elementi verticali, prescindendo dal materiale e dalle caratteristiche delle singole murature: l'elemento significativo è la presenza e l'efficacia dei collegamenti fra pareti ortogonali, tali da assicurare l'efficienza del comportamento scatolare della struttura.
- Qualità del sistema resistente: tramite questa voce si considerano i diversi tipi di muratura più frequentemente utilizzati, differenziandone, in modo qualitativo, le caratteristiche di resistenza, al fine di valutare l'efficienza del comportamento scatolare della struttura. L'attribuzione di un edificio ad una delle quattro classi si esegue in funzione di due fattori: da un lato il tipo di materiale e la forma degli elementi costituenti le murature, dall'altro l'omogeneità di materiale e pezzatura per tutta l'estensione della parete.
- Resistenza convenzionale: nell'ipotesi di un perfetto comportamento scatolare, la valutazione della resistenza di un edificio in muratura alle azioni sismiche può essere condotta con una ragionevole affidabilità. L'attribuzione di un edificio ad una delle classi avviene sulla base del parametro $\alpha = C / 0.4$. Il procedimento per la determinazione di α rappresenta una necessaria semplificazione e richiede il rilevamento dei seguenti dati relativi al piano di verifica: il numero di piani N a partire da quello di verifica, l'area totale coperta A_t e le aree totali degli elementi resistenti in due direzioni ortogonali A_x e A_y . Il valore di C è dato dal rapporto tra il taglio ultimo al piede dell'edificio ed il peso P dello stesso:

$$C = \frac{\alpha_0 \cdot \tau_k}{q \cdot N} \cdot \sqrt{1 + \frac{q \cdot N}{1,5 \cdot \alpha_0 \cdot \tau_k \cdot (1 + \gamma)}} \quad (2.1)$$

- dove:
- α_0 e γ sono dati, rispettivamente, dai rapporti A/A_t e B/A , con A il minimo fra A_x e A_y e B il massimo fra tali valori;
 - q è il valore del peso, per unità di area coperta, di un livello dell'edificio (somma del peso di un solaio e di un interpiano di muratura);
 - τ_k è il valore della resistenza tangenziale di riferimento, caratteristica del tipo di muratura.

Il peso per unità di area coperta q può essere valutato in funzione del peso specifico della muratura p_m , del peso per unità di superficie del solaio p_s e dell'altezza di un interpiano h ; si ha:

$$q = \frac{(A + B) \cdot h}{A_t} \cdot p_m + p_s \quad (2.2)$$

Il prodotto $N \cdot q \cdot A_t$ deve risultare pari al peso totale dell'edificio.

Per la determinazione dei valori della resistenza tangenziale di riferimento τ_k , in assenza di informazioni dirette, si può far riferimento ai valori suggeriti dal D.M. 02/07/1981 e relative circolari.

- Posizione dell'edificio e fondazione: si vuole con questa voce valutare, per quanto possibile con una indagine a vista, l'influenza del terreno e delle fondazioni. Ci si limita pertanto a considerare alcuni aspetti:
 - consistenza e pendenza del terreno;
 - eventuali fondazioni a quote diverse;
 - spinte non equilibrate di terrapieni.

Non sono comprese situazioni caratterizzate da fenomeni franosi e da liquefazione: in questi casi, infatti, sono necessarie indagini piuttosto approfondite, che vanno al di là della spirito del tipo della valutazione che si discute con questa scheda. È chiaro che, in questo ambito, la distinzione fra terreni stabili e non stabili si riferisce essenzialmente alla possibilità che un evento sismico provochi cedimenti differenziali a livello delle fondazioni.

- Orizzontamenti: la qualità degli orizzontamenti ha un notevole peso nel garantire un buon funzionamento degli elementi resistenti verticali; d'altra parte, non è raro il caso di edifici nei quali si è verificato il collasso dei soli orizzontamenti, con conseguenze notevoli in termini di danni e di vittime.
- Configurazione planimetrica: il comportamento sismico di un edificio dipende, a parità di altri fattori, anche dalla forma della pianta dell'edificio stesso. Nel caso di edifici rettangolari è indicativo il rapporto $\beta_1 = a / l$ fra le dimensioni del lato minore e del lato maggiore. Nel caso di piante che si scostano dalla forma rettangolare, oltre alla forma allungata del corpo principale, è necessario tener conto dell'entità di tale scostamento: ciò può essere fatto mediante il parametro β_2 definito nella scheda.
- Configurazione in elevazione: nel caso di edifici in muratura, soprattutto per quelli più vecchi, la principale causa di irregolarità è costituita dalla presenza di porticati, loggiati e altane. La presenza di porticati è segnalata come rapporto percentuale fra superficie in pianta di porticato (pilotis) e superficie totale del piano (il caso da valutare è il più sfavorevole). Altro elemento da valutare ai fini della regolarità è la presenza di torri o torrette di altezza e massa significative rispetto a quelle della restante parte dell'edificio (il rapporto percentuale fra altezza della torre T e altezza totale dell'edificio H è riportato in percentuale); non si tiene conto ai fini della valutazione della irregolarità di ap-

pendici di modesta dimensione (comignoli...). Per la valutazione della variazione di massa, si tiene conto del rapporto $\pm \Delta M / M$ in cui ΔM è la variazione di massa tra due piani successivi e M è la massa del piano più alto fra i due.

- Distanza massima fra le murature: Questa voce permette di tenere in considerazione la presenza di muri maestri intersecati da muri trasversali posti a distanza eccessiva fra loro. Le classi sono definite in funzione del rapporto fra l'interasse tra i muri trasversali e lo spessore del muro maestro.
 - Copertura: gli elementi che caratterizzano l'influenza delle coperture sul comportamento sismico di un edificio sono essenzialmente due: la tipologia ed il peso. Del primo si tiene conto nella definizione delle quattro classi, mentre il secondo influisce sulla determinazione del peso da attribuire a questo fattore.
- Contribuiscono a definire la tipologia:
- la classificazione in copertura spingente, "poco spingente", non spingente;
 - la presenza o assenza di cordoli in sottotetto;
 - la presenza o assenza di catene;
 - il carico permanente della copertura,
 - la lunghezza d'appoggio della copertura.
- Elementi non strutturali: si tiene conto con questa voce di infissi, appendici e aggetti, che possono causare danno a persone o a cose. Si tratta comunque di un elemento secondario ai fini della valutazione della vulnerabilità.
 - Stato di fatto: si tiene conto con questa voce dello stato di conservazione degli edifici.

I parametri ottenuti dalla scheda vengono utilizzati per il completamento dell'analisi di vulnerabilità tramite la procedura automatica Vulnus.

2.2.1.3 Scheda per il rilievo tipologico e dei danni sismici agli edifici

La scheda è stata elaborata in concomitanza delle campagne di rilievo in sito successive al terremoto del 1997 in Umbria e nelle Marche eseguite in collaborazione tra il Politecnico di Milano e l'Università degli Studi di Padova, a partire da precedenti ricerche ed esperienze condotte dalla Prof.ssa Luigia Binda (Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano) in Lunigiana e Garfagnana.

Allo stato attuale la struttura della scheda permette la sua applicazione a diversi livelli di conoscenza e di dettaglio: infatti, la compilazione delle varie sezioni della scheda è in funzione delle tempistiche e delle finalità che si vogliono raggiungere. In questo senso la scheda è applicabile sia a scala urbana che a scala architettonica. Essa non intende sostituire le schede di valutazione redatte dal G.N.D.T., avendo obiettivi differenti, che interessano un momento successivo rispetto a quello all'emergenza: la scheda si rivolge ai professionisti che devono redigere i progetti di intervento e fornendo loro una serie di informazioni raccolte sistematicamente, necessarie alla conoscenza preliminare degli edifici storici in muratura (Valluzzi et al., 2005b).

La scheda si compone di quattro parti: la prima sezione, da compilare in sito, rappresenta il primo approccio all'edificio e richiede perciò informazioni di base tra cui la descrizione del manufatto, il rilievo della tipologia muraria e la valutazione dei danni e della vulnerabilità; la seconda sezione richiede invece la raccolta di materiale storico relativo all'edificio (materiale fotografico, rilievi di quadri fessurativi passati e interventi di riparazione passati) e un rilievo attuale delle discontinuità presenti, del quadro fessurativo ultimo e dei meccanismi di collasso; la terza e la quarta parte riguardano infine le analisi chimico - fisico - meccaniche di laboratorio sui materiali prelevati e le indagini svolte in sito.

– SEZIONE 1: la scheda analizza la U.M.I. nel suo complesso, ma in questa sezione sono richiesti anche inserti relativi alle U.I. analizzate singolarmente.

1.1 Descrizione dell'Unità Minima d'Intervento (Figura 2.6)

Si richiede un'attenzione particolare alla distinzione che si deve fare tra l'Unità Minima di Intervento (U.M.I.) e le singole Unità Immobiliari (U.I.) che la compongono. Una schiera o un isolato possono essere suddivisi in più U.M.I..

SEZIONE 1: RILIEVO IN SITO			
1.1 - DESCRIZIONE DEL MANUFATTO U.I. 197			
Posizione nel contesto: <input type="checkbox"/> isolato <input checked="" type="checkbox"/> connesso con altri edifici su lati: 1 <input type="checkbox"/> interno <input type="checkbox"/> d'estremità <input type="checkbox"/> d'angolo Caratteristiche del sito: <input type="checkbox"/> in piano <input checked="" type="checkbox"/> in pendio <input type="checkbox"/> su rilievo <input type="checkbox"/> su riporto <input type="checkbox"/> avvallamento	Caratterizzazione edilizia: <input checked="" type="checkbox"/> architettura urbana <input type="checkbox"/> architettura rurale <input type="checkbox"/> architettura religiosa <input type="checkbox"/> architettura scolastica <input type="checkbox"/> architettura industriale <input type="checkbox"/> architettura ospedaliera <input type="checkbox"/> architettura militare <input type="checkbox"/> _____ <input type="checkbox"/> torre <input type="checkbox"/> palazzo <input type="checkbox"/> castello <input type="checkbox"/> chiesa <input type="checkbox"/> _____	Proprietà: <input type="checkbox"/> pubblica <input checked="" type="checkbox"/> privata Destinazione d'uso: <input checked="" type="checkbox"/> abitativa <input type="checkbox"/> produttiva <input type="checkbox"/> commerciale <input type="checkbox"/> religiosa <input type="checkbox"/> agricola <input type="checkbox"/> terziaria <input type="checkbox"/> servizi pubblici <input checked="" type="checkbox"/> deposito - magazzino <input type="checkbox"/> _____	Epoca di costruzione: Rifacimenti e modifiche: <input checked="" type="checkbox"/> presenti <input type="checkbox"/> assenti Stato di conservazione: <input type="checkbox"/> buono <input checked="" type="checkbox"/> mediocre <input type="checkbox"/> pessimo <input type="checkbox"/> rudere <input type="checkbox"/> crollo
Pianta: <input type="checkbox"/> quadrata <input checked="" type="checkbox"/> rettangolare <input type="checkbox"/> poligonale: _____ <input type="checkbox"/> articolata	Numero piani: <input checked="" type="checkbox"/> fuori terra: 1 <input checked="" type="checkbox"/> seminterrati: 2 Dimensioni in m : pianta: 5 m x 7,4 m altezza massima di gronda: 6,40 m	Superficie media di piano (mq): <input checked="" type="checkbox"/> <50 <input type="checkbox"/> >50, <100 <input type="checkbox"/> >100, <200 <input type="checkbox"/> >200, <400 <input type="checkbox"/> >400	Scale: <input type="checkbox"/> esterne <input type="checkbox"/> interne <input type="checkbox"/> appoggiate <input type="checkbox"/> a sbalzo Materiale: <input type="checkbox"/> legno <input type="checkbox"/> acciaio <input type="checkbox"/> pietra <input type="checkbox"/> laterizio <input type="checkbox"/> voltine in muratura <input type="checkbox"/> C.A.
Copertura: <input checked="" type="checkbox"/> lignea spingente <input type="checkbox"/> lignea non spingente <input type="checkbox"/> capriate lignee <input type="checkbox"/> C.A. o metallica Consolidamenti: <input type="checkbox"/> cordoli <input type="checkbox"/> controventi di falda <input type="checkbox"/> _____	Strutture verticali: <input checked="" type="checkbox"/> muratura in pietra <input type="checkbox"/> muratura in mattoni <input type="checkbox"/> muratura in blocchi <input type="checkbox"/> muratura mista Consolidamenti: <input type="checkbox"/> betoncino armato <input type="checkbox"/> iniezioni <input type="checkbox"/> stilatura dei giunti <input type="checkbox"/> paramento aggiunto <input checked="" type="checkbox"/> contrafforte	Strutture orizzontali: Volte: <input checked="" type="checkbox"/> a botte <input type="checkbox"/> a crociera <input type="checkbox"/> a padiglione Consolidamenti: <input type="checkbox"/> catene <input type="checkbox"/> cordoli <input type="checkbox"/> getto in C.A. <input type="checkbox"/> _____	Solai: <input checked="" type="checkbox"/> legno <input type="checkbox"/> putrelle e voltini <input type="checkbox"/> putrelle e tavelloni <input type="checkbox"/> laterocemento <input type="checkbox"/> acciaio e cls Consolidamenti: <input checked="" type="checkbox"/> catene <input type="checkbox"/> cordoli <input type="checkbox"/> irrigidimenti <input type="checkbox"/> controventi <input type="checkbox"/> _____

Figura 2.6 – Scheda per il rilievo tipologico e dei danni sismici agli edifici: esempio di compilazione della sezione 1.1 (Binda, 2000)

Poiché le prime informazioni sul centro storico vengono fornite dalle relative municipalità, le denominazioni e numerazioni delle singole U.I. e delle U.M.I. devono coincidere con quelle dei Piani di Recupero.

Per l'inquadramento generale della U.M.I. vengono richiesti dati dimensionali, numero di piani, destinazioni d'uso, caratteristiche dei diversi elementi strutturali che la compongono ed eventuali consolidamenti già effettuati che risultano visibili al momento del rilievo; si sottolinea l'importanza per i progettisti delle informazioni circa la posizione che la U.M.I. assume nel contesto e le caratteristiche del sito.

È importante svolgere in sito un rilievo di piante, sezioni e prospetti della U.M.I. con quote di massima, in modo da poter restituire graficamente le caratteristiche del manufatto. Si possono inserire i rilievi forniti dal Piano di Recupero, dopo una verifica con il rilievo di massima svolto in sito.

Per ogni U.I. viene compilata questa sezione approfondendo tutte le caratteristiche del singolo edificio in esame.

1.2 Rilievo della tipologia muraria

In questa parte della scheda, compilata per ogni U.I., vengono richieste tutte le informazioni in vista di una caratterizzazione tipologica dei paramenti (Figura 2.7) e delle sezioni murarie (Figura 2.8). I dati da registrare sono inerenti alle caratteristiche del tipo di materiale usato (elementi lapidei e malta) e al tipo di tecnica costruttiva. La raccolta dei dati è utile per l'individuazione e la classificazione delle tipologie murarie ricorrenti nella zona di studio. Un confronto fra queste informazioni e quelle relative ai danni, è un aiuto per individuarne i cinematismi e per comprendere la risposta al sisma dell'edificio.

Per la definizione delle diverse tipologie murarie è importante anzitutto porre l'attenzione su pochi parametri di base, quali:

- gli elementi lapidei: i litotipi e la loro lavorazione, forma e dimensione sono i parametri presi in esame;
- la posa in opera: cioè la tessitura che gli elementi lapidei assumono sul prospetto murario;
- il tipo di sezione: s'individua il numero di paramenti da cui è costituita e al tipo di ammorsamento, esistente tra questi;
- la malta: con la quale sono legati gli elementi lapidei e la sua consistenza.

I parametri sono definiti attraverso voci principali e voci di approfondimento, che permettono di individuare in modo completo le numerose tipologie murarie.

1.2 - RILIEVO DELLA TIPOLOGIA MURARIA			
1.2.1a: TESSITURA DEI PARAMENTI			
PROSPETTO: CM 3/25/197 p1 <input type="checkbox"/> non rilevabile			
Ruolo strutturale: <input checked="" type="checkbox"/> muratura d'ambito <input type="checkbox"/> muratura di spina <input type="checkbox"/> pilastro <input type="checkbox"/> tamponamento <input type="checkbox"/> muratura interna	Tipologia: <input checked="" type="checkbox"/> in pietra <input type="checkbox"/> in mattoni <input type="checkbox"/> in blocchi di cls <input type="checkbox"/> in blocchi di tufo <input type="checkbox"/> mista: _____ <input type="checkbox"/> _____	Ricorsi: <input checked="" type="checkbox"/> assenti <input type="checkbox"/> in mattoni <input type="checkbox"/> di elementi più grandi <input type="checkbox"/> calcestruzzo <input type="checkbox"/> _____	Orizzontamenti: <input checked="" type="checkbox"/> assenti <input type="checkbox"/> presenti ogni: _____
	Apparecchiatura: <input checked="" type="checkbox"/> irregolare <input type="checkbox"/> a corsi suborizzontali <input type="checkbox"/> a corsi orizzontali	Distanza fra i ricorsi: _____	Zeppe: <input type="checkbox"/> assenti <input checked="" type="checkbox"/> in pietra <input type="checkbox"/> in cotto
1.2.1b: CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI			
ELEMENTI LAPIDEI			
Tipo elemento lapideo: <input type="checkbox"/> arenaria <input checked="" type="checkbox"/> calcare <input type="checkbox"/> tufo <input type="checkbox"/> travertino <input type="checkbox"/> mattoni cotti <input type="checkbox"/> mattoni crudi <input type="checkbox"/> _____	Lavorazione: <input type="checkbox"/> assente <input checked="" type="checkbox"/> appena accennata <input type="checkbox"/> spigoli finiti e facce non lavorate <input type="checkbox"/> spigoli finiti e faccia a vista spianata	Forma: <input type="checkbox"/> ciottoli <input type="checkbox"/> blocchi erratici <input type="checkbox"/> lastre <input checked="" type="checkbox"/> bozze <input type="checkbox"/> bugnati <input type="checkbox"/> conci	Dimensioni: <input type="checkbox"/> piccole (<15cm) <input checked="" type="checkbox"/> medie (>15 e <25cm) <input type="checkbox"/> grandi (>25cm) Stato di conservazione: <input type="checkbox"/> buono <input checked="" type="checkbox"/> mediocre <input type="checkbox"/> cattivo <input type="checkbox"/> pessimo
Provenienza: <input checked="" type="checkbox"/> scavo locale <input type="checkbox"/> greto del fiume <input checked="" type="checkbox"/> cava			
MALTA			
Funzione: <input checked="" type="checkbox"/> allettamento <input type="checkbox"/> riempimento <input type="checkbox"/> stilatura	Consistenza: <input checked="" type="checkbox"/> incoerente <input type="checkbox"/> friabile <input type="checkbox"/> compatta <input type="checkbox"/> tenace <input type="checkbox"/> _____	Colore della malta: Beige Colore dell'aggregato: Bianco, Grigio, Rosa	Aggregato: <input checked="" type="checkbox"/> sabbia <input checked="" type="checkbox"/> ghiaietto <input checked="" type="checkbox"/> ghiaia Forma: <input type="checkbox"/> arrotondata <input checked="" type="checkbox"/> spigolosa
OSSERVAZIONI: Sul prospetto principale si notano 2 elementi lapidei squadrati di grandi dimensioni di dubbia utilità posti sotto ad una finestra; essi formano una zona nel paramento di diversa rigidezza. Sono visibili inoltre i buchi per le centine. Il prospetto laterale invece presenta un crollo parziale e localizzato del paramento esterno.			

Figura 2.7 – Scheda per il rilievo tipologico e dei danni sismici agli edifici: esempio di compilazione della sezione 1.2 per un paramento murario (Binda, 2000)

1.2.2a: SEZIONE MURARIA			
SEZIONE: CM 3/25/198 <input type="checkbox"/> non rilevabile			
Ruolo strutturale: <input checked="" type="checkbox"/> muratura d'ambito <input type="checkbox"/> muratura di spina <input type="checkbox"/> pilastro <input type="checkbox"/> tamponamento <input type="checkbox"/> muratura interna	Tipo di sezione: <input checked="" type="checkbox"/> paramento unico <input type="checkbox"/> due paramenti accostati <input type="checkbox"/> due paramenti parzialmente ammorzati <input type="checkbox"/> due paramenti ammorzati <input type="checkbox"/> tre paramenti	Spessore del paramento in cm: 47 <input checked="" type="checkbox"/> dx: 20 <input checked="" type="checkbox"/> sx: 27 <input type="checkbox"/> interno: _____	Distribuzione dei vuoti: <input type="checkbox"/> assenti <input checked="" type="checkbox"/> distribuiti <input type="checkbox"/> localizzati
Tipologia: <input checked="" type="checkbox"/> in pietra <input type="checkbox"/> in mattoni <input type="checkbox"/> in blocchi di cls <input type="checkbox"/> in blocchi di tufo <input type="checkbox"/> mista: _____ <input type="checkbox"/> _____	Diatoni: <input type="checkbox"/> assenti <input checked="" type="checkbox"/> presenti	Zeppe: <input type="checkbox"/> assenti <input type="checkbox"/> in pietra <input type="checkbox"/> in cotto	Dimensione dei vuoti: <input type="checkbox"/> piccole (<1cm) <input type="checkbox"/> medie (>1 e <5cm) <input type="checkbox"/> grandi (>5cm)
Provenienza: <input checked="" type="checkbox"/> scavo locale <input type="checkbox"/> greto del fiume <input checked="" type="checkbox"/> cava			
1.2.2b: CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI			
ELEMENTI LAPIDEI			
Tipo elemento lapideo: <input type="checkbox"/> arenaria <input checked="" type="checkbox"/> calcare <input type="checkbox"/> tufo <input type="checkbox"/> travertino <input type="checkbox"/> mattoni cotti <input type="checkbox"/> mattoni crudi <input type="checkbox"/> _____	Lavorazione: <input type="checkbox"/> assente <input checked="" type="checkbox"/> appena accennata <input type="checkbox"/> spigoli finiti e facce non lavorate <input type="checkbox"/> spigoli finiti e faccia a vista spianata	Forma: <input type="checkbox"/> ciottoli <input type="checkbox"/> blocchi erratici <input type="checkbox"/> lastre <input checked="" type="checkbox"/> bozze <input type="checkbox"/> bugnati <input type="checkbox"/> conci	Dimensioni: <input type="checkbox"/> piccole (<15cm) <input checked="" type="checkbox"/> medie (>15 e <25cm) <input type="checkbox"/> grandi (>25cm) Stato di conservazione: <input type="checkbox"/> buono <input checked="" type="checkbox"/> mediocre <input type="checkbox"/> cattivo <input type="checkbox"/> pessimo
Provenienza: <input checked="" type="checkbox"/> scavo locale <input type="checkbox"/> greto del fiume <input checked="" type="checkbox"/> cava			
MALTA			
Funzione: <input checked="" type="checkbox"/> allettamento <input type="checkbox"/> riempimento <input type="checkbox"/> stilatura	Consistenza: <input type="checkbox"/> incoerente <input type="checkbox"/> friabile <input type="checkbox"/> compatta <input type="checkbox"/> tenace <input type="checkbox"/> _____	Colore della malta: Grigia-Beige Colore dell'aggregato: Bianco, Grigio, Beige	Aggregato: <input type="checkbox"/> sabbia <input checked="" type="checkbox"/> ghiaietto <input checked="" type="checkbox"/> ghiaia Forma: <input type="checkbox"/> arrotondata <input checked="" type="checkbox"/> spigolosa
OSSERVAZIONI:			

FOTOGRAFIA DELLA SEZIONE MURARIA CM 3/25/198 s1p2	
%pietra = 75,90 %malta = 19,05 %vuoti = 2,05	
NOTA: Le riprese fotografiche devono essere realizzate, quando le condizioni del contesto lo permettono, con un obiettivo da 50 mm mantenendo la macchina fotografica in posizione orizzontale e posizionando un riferimento metrico sulla muratura.	

Figura 2.8 – Scheda per il rilievo tipologico e dei danni sismici agli edifici: esempio di compilazione della sezione 1.2 per una sezione muraria (Binda, 2000)

Ogni sezione va numerata e riferita ai suoi prospetti interni ed esterni; la sua fotografia deve essere il più possibile planare e con riferimento metrico. La sezione deve avere un certo grado di attendibilità, frutto di una demolizione, smontaggio, crollo o di un qualsiasi altro agente, purché essa non coincida né sia adiacente ad uno stipite di una porta o di una finestra o di qualsiasi elemento strutturale che, per sua natura, comporti particolare attenzione nella scelta di materiali e della loro posa in opera. Le sezioni devono essere rese il più possibile leggibili eliminando eventuali macerie.

Attraverso il rilievo delle sezioni e, più facilmente, mediante vettorializzazione del ridisegno è possibile definire inoltre alcuni importanti parametri quali: a) distribuzione percentuale di pietre, malta e vuoti presenti nella sezione; b) dimensione e distribuzione dei vuoti nella sezione riportati in un grafico al fine di valutare l'efficacia a priori di interventi di riparazione, quali l'iniezione di miscele.

1.3 Valutazione danni e vulnerabilità dell'edificio

Anche questa sezione va compilata per ogni U.I.. Il rilievo dei danni e il riconoscimento dei cinematismi innescatisi viene distinto per i diversi macroelementi che compongono l'edificio (murature d'ambito, murature interne, copertura, solai, volte, scale aggettati) e tiene conto dell'interazione tra corpi adiacenti. Per ogni meccanismo è necessario rilevare la possibilità della sua attivazione e l'entità del danno (0: assenza di danno; 1: danno lieve; 2: meccanismo sviluppato; 3: situazione prossima al collasso). È possibile individuare anche le vulnerabilità intrinseche dell'edificio nei confronti di quel meccanismo, ovvero le carenze costruttive che determinano le vulnerabilità a quel meccanismo (Figura 2.9 e Figura 2.10). Al termine della compilazione è possibile calcolare due distinti indici:

- l'indice di danno: quantifica il livello medio di danno

$$i_d = \frac{1}{3n} \sum_{k=1}^n d_k \quad (2.3)$$

dove: d_k è il livello di danno subito nei riguardi del k-esimo meccanismo;
 n è il numero dei meccanismi possibili.

- l'indice di vulnerabilità: rappresenta la propensione dell'edificio ad essere danneggiato dal terremoto:

$$i_v = \frac{1}{2n-p} \sum_{k=1}^n v_k \quad (2.4)$$

dove: v_k è il numero di indicatori di vulnerabilità riscontrati nel k-esimo meccanismo;
 n è il numero dei meccanismi possibili;
 p è il numero di indicatori di vulnerabilità per i quali non è stato possibile rilevare l'informazione, causa inaccessibilità.

1.3 - VALUTAZIONE DANNI E VULNERABILITÀ DELL'EDIFICIO

1.3.1: ANALISI PER MACROELEMENTI

I	MURATURE D'AMBITO	
1	DISTACCO DELLE PARETI (paramento n°2 e 3)	<input checked="" type="checkbox"/>
Danno	DISTACCO TRA I MURI D'AMBITO (AMMORSAMENTI); CROLLO DELL'ANGOLATA.	<input checked="" type="checkbox"/>
Vulnerabilità	<input checked="" type="checkbox"/> Ammorsamento scadente tra le pareti <input checked="" type="checkbox"/> Assenza di catene o cordoli	
2	MARTELLAMENTO DEGLI ELEMENTI DI COPERTURA (paramento n°3)	
Danno	LESIONI DIFFUSE VICINO ALLE TESTE DELLE TRAVI; SCONNESSIONI TRA CORDOLI E MURATURA SOTTOSTANTE	<input checked="" type="checkbox"/>
Vulnerabilità	<input type="checkbox"/> Copertura spingente o particolarmente pesante <input checked="" type="checkbox"/> Assenza di collegamento della copertura alla muratura o di cordolo in sommità	
3	RIBALTAMENTI LOCALI PER MARTELLAMENTO DELLA COPERTURA (par. n°)	
Danno	ROTAZIONI DI PARTI DI MURATURA SOPRA L'ULTIMO ORDINE DI APERTURE	<input type="checkbox"/>
Vulnerabilità	<input type="checkbox"/> Assenza di collegamento della copertura alla muratura o di cordolo in sommità <input type="checkbox"/> Lunghi campi di muratura con grandi aperture	
4	MARTELLAMENTO DEI SOLAI	
Danno	LESIONI DIFFUSE VICINO ALLE TESTE DELLE TRAVI; SCONNESSIONI TRA CORDOLI E MURATURA SOTTOSTANTE; SPANCIAMENTO DEL MURO IN PRESENZA DI VOLTE	<input type="checkbox"/>
Vulnerabilità	<input checked="" type="checkbox"/> Assenza di collegamento delle travi o dei cordoli alla muratura <input type="checkbox"/> Murature di ridotto spessore	
5	FASCE DI PIANO NELLE PARETI PERIMETRALI (paramento n°)	
Danno	LESIONI INCROCIATE O DIFFUSE NELLE ZONE AL DI SOPRA DEGLI ARCHITRAVI	<input type="checkbox"/>
Vulnerabilità	<input type="checkbox"/> Architravi deboli (archetti in pietra o in mattoni, piattabande in pietra) <input type="checkbox"/> Fascia di muratura tra le aperture ridotta in altezza o nello spessore	
6	MASCHI MURARI NELLE PARETI PERIMETRALI (paramento n°3)	
Danno	LESIONI NEI MASCHI TOZZI; INCROCIATE (pannelli centrali) O INCLINATE (pannelli Di estremità); RIBALTAMENTI NEI MASCHI SNELLI (apertura o schiacciamento spigoli)	<input checked="" type="checkbox"/>
Vulnerabilità	<input type="checkbox"/> Muratura di scadente qualità o di limitato spessore <input checked="" type="checkbox"/> Presenza di molte aperture o indebolimenti per discontinuità (canne fumarie, nicchie)	
7	DISCONTINUITÀ MURARIE (paramento n°)	
Danno	LESIONI IN CORRISPONDENZA DI DISCONTINUITÀ NELLA MURATURA (<input type="checkbox"/> canne fumarie, <input type="checkbox"/> vecchie aperture tamponate, <input type="checkbox"/> altro), SCOLLAMENTI TRA I PARAMENTI DELLA MURATURA	<input type="checkbox"/>
Vulnerabilità	<input checked="" type="checkbox"/> Presenza di ampie tamponature non ammorsate <input checked="" type="checkbox"/> Collegamento di elementi strutturali di differente rigidezza	
8	ALTRO MECCANISMO:	
Danno		<input type="checkbox"/>
Vulnerabilità	<input type="checkbox"/>	
9	ALTRO MECCANISMO:	
Danno		<input type="checkbox"/>
Vulnerabilità	<input type="checkbox"/>	

Figura 2.9 – Scheda per il rilievo tipologico e dei danni sismici agli edifici: esempio di compilazione della sezione 1.3 (Binda, 2000)

II	MURATURE INTERNE	
1	DISTACCO DELLE PARETI INTERNE (paramento n°)	
Danno	DISTACCO DELLE PARETI DAI MURI D'AMBITO IN PROSSIMITÀ DEGLI SPIGOLI	<input type="checkbox"/>
Vulnerabilità	<input checked="" type="checkbox"/> Ammorsamento scadente <input checked="" type="checkbox"/> Assenza di catene o cordoli	
2	DANNEGGIAMENTO DELLE PARETI INTERNE (paramento n°2 e 3)	
Danno	LESIONI INCLINATE O LESIONI VERTICALI	<input checked="" type="checkbox"/>
Vulnerabilità	<input type="checkbox"/> Muratura di qualità scadente o di ridotto spessore <input type="checkbox"/> Presenza di strutture spingenti	
3	DISCONTINUITÀ MURARIE (paramento n°3)	
Danno	LESIONI IN CORRISPONDENZA DI DISCONTINUITÀ NELLA MURATURA (CANNE FUMARIE, VECCHIE APERTURE TAMPONATE) DISTACCHI FRA I PARAMENTI DELLA MURATURA	<input checked="" type="checkbox"/>
Vulnerabilità	<input type="checkbox"/> Presenza di ampie tamponature non ammorsate <input checked="" type="checkbox"/> Collegamento di elementi strutturali di differente rigidezza	
4	ALTRO MECCANISMO:	
Danno		<input type="checkbox"/>
Vulnerabilità	<input type="checkbox"/>	
III	COPERTURA	
1	DANNEGGIAMENTO ALLE STRUTTURE DI COPERTURA	
Danno	LESIONI DIFFUSE; CROLLI LOCALI; SCORRIMENTO O SFILAMENTO DELLE TRAVI	<input checked="" type="checkbox"/>
Vulnerabilità	<input checked="" type="checkbox"/> Scadente collegamento tra gli elementi di copertura e i muri d'ambito <input type="checkbox"/> Errato dimensionamento degli elementi di copertura	
IV	SOLAI	
1	DANNEGGIAMENTO ALLE STRUTTURE ORIZZONTALI PIANE	
Danno	LESIONI DIFFUSE; CROLLI LOCALI; SCORRIMENTO O SFILAMENTO DELLE TRAVI	<input checked="" type="checkbox"/>
Vulnerabilità	<input checked="" type="checkbox"/> Scadente collegamento tra il solaio e i muri d'ambito <input type="checkbox"/> Eccessiva luce del solaio	
V	VOLTE	
1	DANNEGGIAMENTO DELLE STRUTTURE VOLTATE	
Danno	LESIONI DIFFUSE; CROLLI LOCALI	<input type="checkbox"/>
Vulnerabilità	<input type="checkbox"/> Volte di limitato spessore <input type="checkbox"/> Geometria eccessivamente ribassata	
VI	SCALE	
1	DANNEGGIAMENTO DELLE STRUTTURE DI COLLEGAMENTO VERTICALE	
Danno	LESIONI DIFFUSE; TORSIONE; CROLLI LOCALI	<input type="checkbox"/>
Vulnerabilità	<input type="checkbox"/> Scadente collegamento alle murature <input type="checkbox"/> Differente rigidezza tra elemento e struttura	
VII	AGGETTI	
1	DANNEGGIAMENTI A TERRAZZI, CAMINI, CORNICIONI, ...	
Danno	LESIONI DIFFUSE; RIBALTAMENTI; CROLLI LOCALI	<input type="checkbox"/>
Vulnerabilità	<input type="checkbox"/> Assenza di collegamenti efficaci alla fabbrica <input type="checkbox"/> Elevata snellezza o pesantezza dell'elemento a sbalzo	
$n = 7$ (numero dei meccanismi possibili) $d = 17$ (punteggio totale di danno) $I_{eq} = d/3n = 0,81$ $v = 12$ (punteggio vulnerabilità intrinseca) $p = 0$ (domande a cui non si è risposto) $I_{eq} = v/(2n-p) = 0,86$		

1.3.2 - INTERAZIONE TRA CORPI ADIACENTI (U.I. 200 e U.I. 199)		
1	DANNEGGIAMENTI DOVUTI A CORPI ANNESSI	
Danno	MARTELLAMENTO TRA LA STRUTTURA E I CORPI ANNESSI	<input type="checkbox"/>
Vulnerabilità	<input checked="" type="checkbox"/> Scadente collegamento tra i corpi <input type="checkbox"/> Differente rigidezza tra i corpi	
2	DANNEGGIAMENTI DELLE FONDAZIONI	
Danno	CEDIMENTI NEL PIANO DI FONDAZIONE	<input type="checkbox"/>
Vulnerabilità	<input type="checkbox"/> Eccessiva pendenza del terreno <input type="checkbox"/> Disomogeneità nella resistenza del terreno di fondazione	
3	MECCANISMI IMPUTABILI AD IRREGOLARITÀ PLANIMETRICHE	
Danno	LESIONI A TAGLIO MAGGIORMENTE CONCENTRATE SULLE PARETI DI UN'ALA; LESIONI ORIZZONTALI CON SCORRIMENTI E TORSIONE GLOBALE DELL'EDIFICIO	<input type="checkbox"/>
Vulnerabilità	<input type="checkbox"/> Pianta di forma irregolare o disomogeneità nella tipologia costruttiva <input type="checkbox"/> Eccentricità dei baricentri delle masse e delle rigidzze (pareti fitte o con meno aperture)	
4	MECCANISMI CONSEGUENTI AD IRREGOLARITÀ ALTIMETRICHE	
Danno	LESIONI DA MARTELLAMENTO AL CONTATTO TRA I CORPI DI FABBRICA DI ALTEZZA DIVERSA	<input type="checkbox"/>
Vulnerabilità	<input checked="" type="checkbox"/> Presenza di corpi di fabbrica adiacenti di altezze diverse <input type="checkbox"/> Assenza di connessioni tra i corpi (discontinuità murarie nelle diverse fasi costruttive)	
5	SFALZAMENTO DEI SOLAI	
Danno	LESIONI IN CORRISPONDENZA DEL SOLAIO DEL CORPO ADIACENTE	<input type="checkbox"/>
Vulnerabilità	<input type="checkbox"/> Martellamento da parte del solaio del corpo adiacente <input type="checkbox"/>	
6	ALTRO CINEMATISMO: DANNEGGIAMENTI FRA CORPI ANNESSI	
Danno	LESIONE VERTICALE	<input checked="" type="checkbox"/>
Vulnerabilità	<input checked="" type="checkbox"/> Scadente collegamento tra i corpi <input type="checkbox"/> Differente rigidezza tra i corpi	
1.3.3 - AGIBILITÀ		
<input type="checkbox"/> AGIBILE		<input checked="" type="checkbox"/> Parzialmente agibile
<input type="checkbox"/> INAGIBILE		<input checked="" type="checkbox"/> Agibile con provvedimenti
1.3.4 - ANNOTAZIONI ED OSSERVAZIONI (opere urgenti, descrizione di crolli locali o globali)		
<p>Si nota un distacco fra i muri d'ambito (paramenti 2 e 3) con conseguente ribaltamento verso l'esterno del paramento 2, dovuto soprattutto al loro scadente ammorsamento. L'unico piano agibile è il piano terra, mentre il piano primo e il piano secondo hanno parte dei solai crollati ed il resto è pericolante.</p>		

Figura 2.10 – Scheda per il rilievo tipologico e dei danni sismici agli edifici: esempio di compilazione della sezione 1.3 (Binda, 2000)

È da sottolineare come nella fase di emergenza acquisti maggiore importanza l'indice di danno, che permette di gestire le priorità degli interventi. L'indice di vulnerabilità, dedotto dalle caratteristiche intrinseche della fabbrica, rappresenta, invece, un parametro di riferimento assoluto, tramite il quale prevedere il danno per un'assegnata intensità macrosismica.

– SEZIONE 2: questa sezione torna ad essere compilata per U.M.I.

2.1 Raccolta dei dati storici relativi all'edificio (Figura 2.11)

Raccogliere più informazioni storiche possibili (documentazioni storico/archivistiche, immagini storiche, ecc.) serve a costruire una "storia" dell'edificio e conoscerne le eventuali trasformazioni e gli interventi subiti nel tempo.

Sono altrettanto importanti eventuali rilievi storici in cui sono descritti i danni subiti da eventi sismici precedenti e progetti di interventi di consolidamento effettuati negli anni passati.

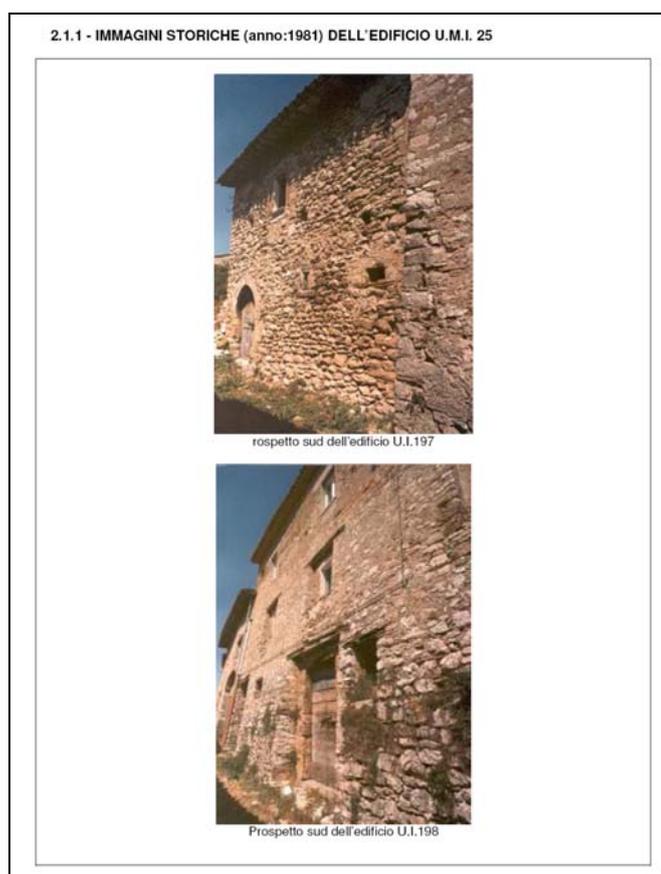


Figura 2.11 – Scheda per il rilievo tipologico e dei danni sismici agli edifici: esempio di compilazione della sezione 2.1 con inserimento di immagini storiche (Binda, 2000)

2.2 Discontinuità murarie della U.M.I. (Figura 2.12)

Si evidenziano i segni visibili di discontinuità murarie, che possono formare pericolosi punti di debolezza intrinseca: interventi di adeguamento alle nuove funzio-

ni abitative che si sono susseguiti nel tempo, comportano inserimenti di nuove porzioni di muratura, la cui interfaccia risulta un punto di debolezza; la qualità muraria già intrinsecamente carente, associata ad un forte stato di degrado, può incrementare il distacco tra i paramenti della sezione muraria, rendendo la muratura meno compatta; l’inserimento di nuove aperture, il tamponamento non ammortato di aperture preesistenti, la presenza di nicchie e canne fumarie contribuiscono ad indebolire la resistenza dell’edificio.

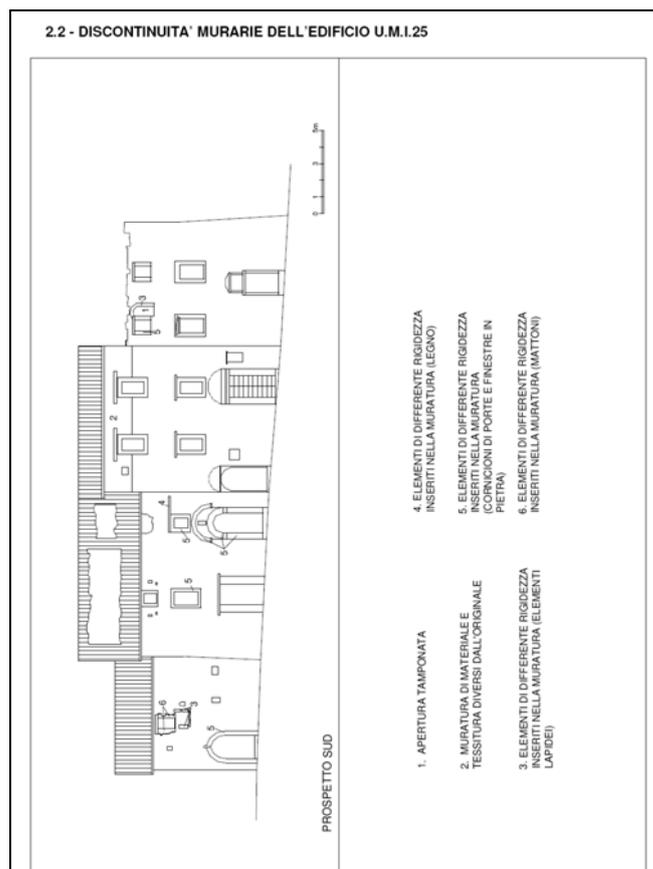


Figura 2.12 – Scheda per il rilievo tipologico e dei danni sismici agli edifici: esempio di compilazione della sezione 2.2 (Binda, 2000)

2.3 Schema dei cinematismi e stato di danno attuali (Figura 2.13)

Si riporta il quadro fessurativo presente e l’interpretazione dei meccanismi di danno, innescati nei singoli edifici dagli eventi sismici. Ad ogni prospetto viene allegata una breve descrizione (scritta e fotografica) dello stato di danno (lesioni o crolli) riportato. L’interpretazione del meccanismo fa invece riferimento all’assonometria, che, permettendo una visione contemporanea di più lati dell’edificio, dà la possibilità di cogliere come si sviluppano i dissesti in corrispondenza degli spigoli dell’edificio.

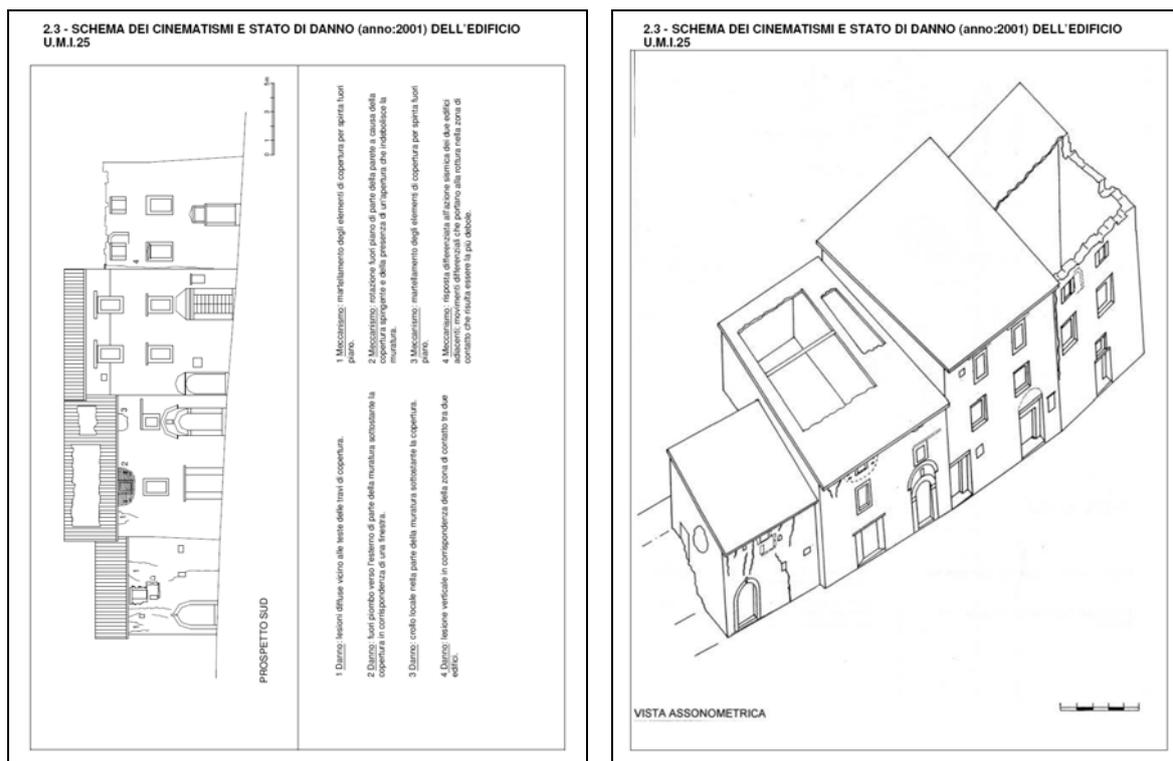


Figura 2.13 – Scheda per il rilievo tipologico e dei danni sismici agli edifici: esempio di compilazione della sezione 2.3 (Binda, 2000)

- SEZIONE 3: vengono raccolti i dati delle prove eseguite in laboratorio sui materiali dell’edificio in oggetto. L’analisi delle due sezioni precedenti guiderà la scelta dei punti di prelievo più significativi. Si sottolinea come le analisi indicate siano solo una parte delle indagini possibili: tuttavia sono ritenute sufficienti a fornire dati utili per la scelta di materiali per l’intervento compatibili.

3.1 e 3.2 Materiali: analisi chimico-fisico-meccaniche su Pietre e Malte

Si riportano i risultati delle analisi mineralogico-petrografiche, delle analisi fisiche e delle prove meccaniche di caratterizzazione delle pietre (Figura 2.14).

Per le malte si aggiungono l’analisi chimica e granulometrica dell’aggregato (Figura 2.15). Dove sarà possibile prelevare un campione intero di dimensioni adeguate di malta, si potranno riportare i risultati delle indagini meccaniche.

3.3 Prove di iniettabilità

Con la finalità di scegliere una miscela d’iniezione compatibile con la muratura analizzata, si può prelevare del materiale incoerente dall’interno di una sezione muraria, e rappresentativo del paramento interno da iniettare. Lo stesso verrà disposto in cilindri di plexiglas avendo cura di imitare la disposizione originaria. Le prove di iniettabilità si eseguiranno in laboratorio iniettando nei cilindri diverse miscele. Attraverso il taglio successivo dei cilindri o a seguito di prove meccaniche di compressione si potrà osservare e giudicare l’efficacia delle diverse miscele d’iniezione testate.

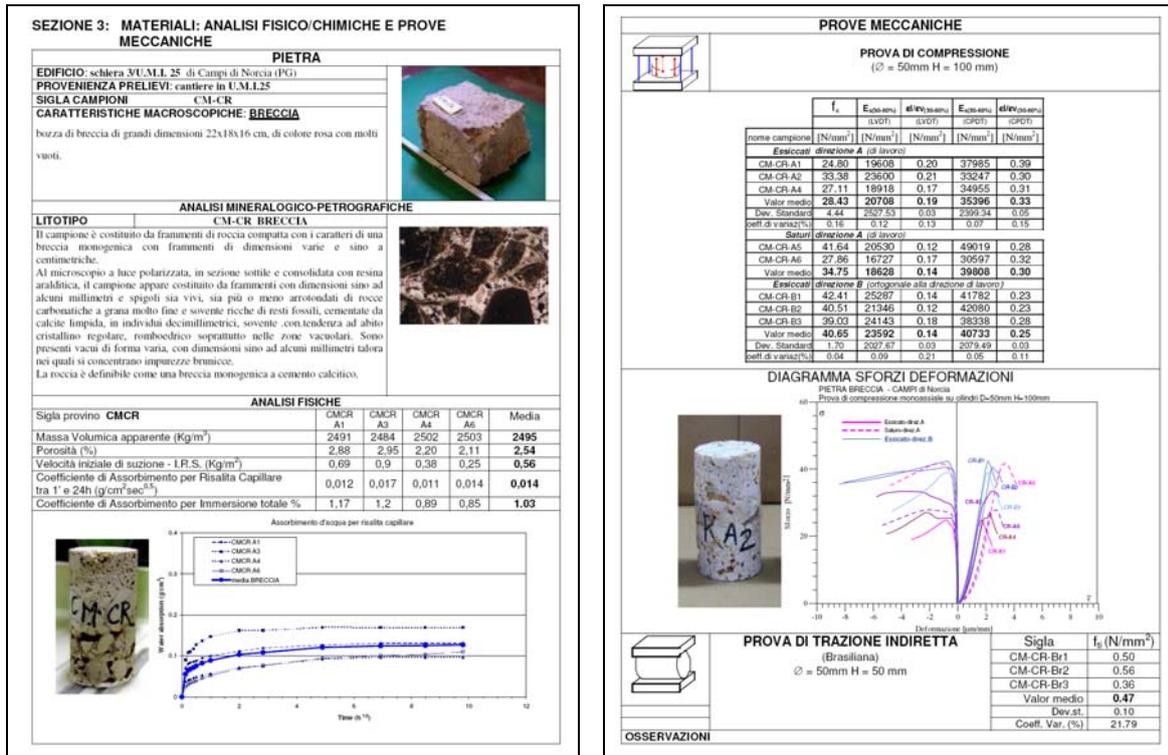


Figura 2.14 – Scheda per il rilievo tipologico e dei danni sismici agli edifici: esempio di compilazione della sezione 2.3 (Binda, 2000)



Figura 2.15 – Scheda per il rilievo tipologico e dei danni sismici agli edifici: esempio di compilazione della sezione 2.3 (Binda, 2000)

- SEZIONE 4: vengono riportati i dati delle prove eseguite in situ sull’U.M.I. rilevata. Le indagini non servono solo a qualificare la muratura, ma anche a controllare l’efficacia di una tecnica d’intervento opportunamente scelta grazie alle analisi di laboratorio.

4.1 e 4.2 Prove con martinetti piatti e indagini soniche (Figura 2.16)

Si riportano schematicamente la localizzazione delle indagini e i risultati ottenuti, se possibile prima e dopo il consolidamento della muratura.

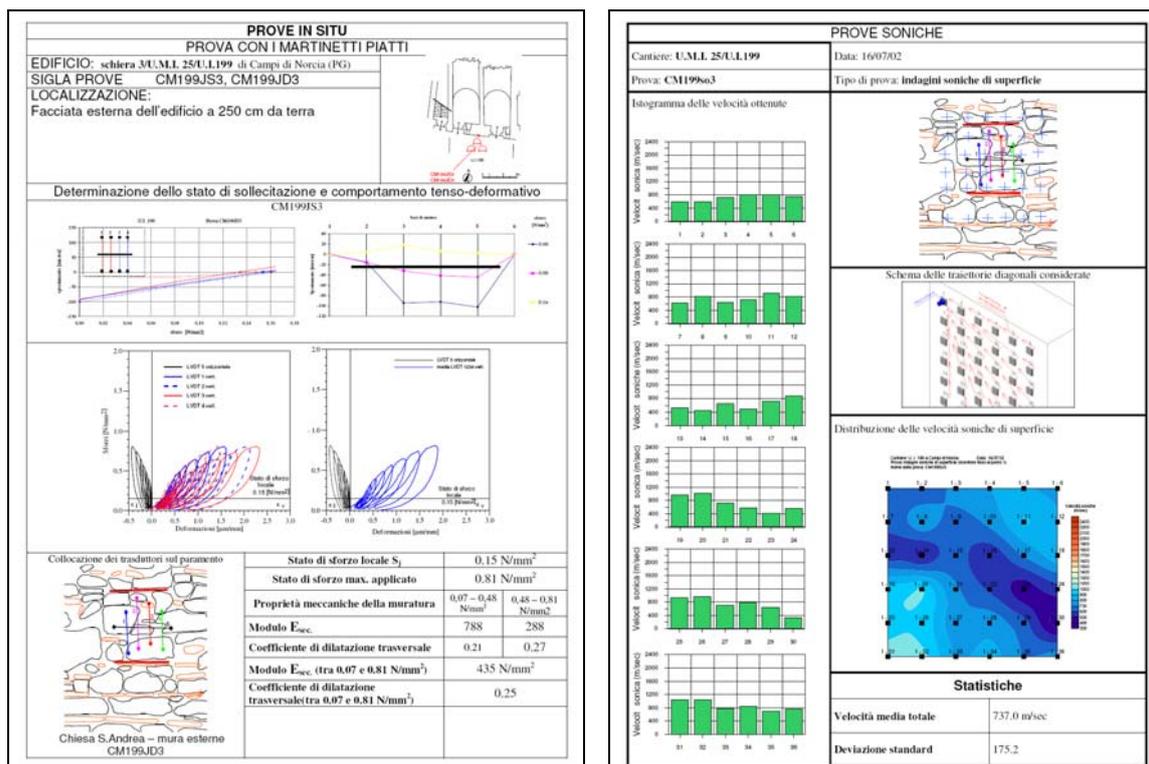


Figura 2.16 – Scheda per il rilievo tipologico e dei danni sismici agli edifici: esempio di compilazione delle sezioni 4.1 e 4.2 (Binda, 2000)

2.2.2 L’implementazione di procedure automatiche

Come detto nei precedenti paragrafi, la ricchezza e la complessità della costruzione muraria storica mal si presta ad una formulazione meccanica stringente. L’osservazione puntuale dei processi di evoluzione, di danno, di degrado e di manomissione degli edifici storici svela però i caratteri che ne condizionano la vulnerabilità sismica, permettendo di individuare le parti più deboli della struttura e prefigurando i modi di danno che il sisma è in grado di produrre. Si tratta cioè di analisi qualitative che si prestano ad una successiva analisi meccanico-strutturale quantitativa per la verifica della sicurezza.

Storicamente, volendo procedere allo studio del comportamento di un edificio esistente in muratura sotto azione sismica, sono state possibili strade differenti di analisi, tra le quali un’analisi meccanica, che conduce a individuare i più pericolosi cinematismi di collasso,

oppure uno studio dell'organismo murario come "scatola" pluriconnessa. Quest'ultimo tipo di analisi, che è stato quello più seguito in passato, anche perché suggerito da precedenti normative (Circolare n.21745 30/7/1981, D.M. 16/1/1996), prevede di assumere come ipotesi di base un perfetto collegamento tra due ordini di pareti (longitudinali e trasversali) e tra queste e gli impalcati che le sormontano, assunti rigidi nel proprio piano.

Uno degli algoritmi di calcolo che si basa su questa impostazione è il POR (dalle prime tre lettere della parola slovena per "rottura") che, assieme al metodo VeT (Verifica a Taglio semplificata), permette di valutare la resistenza di pareti murarie rispetto ad azioni sismiche complanari, non curando, invece, la verifica delle pareti sottoposte ad azione ortogonale al loro piano. Il metodo verifica, pertanto, la resistenza della muratura per rottura a taglio: tale meccanismo di rottura è riscontrabile con notevole frequenza negli edifici danneggiati da sisma, ma non è, in genere, quello che produce la maggior parte dei collassi. La duttilità delle murature, infatti, consente alle strutture murarie danneggiate a taglio di assolvere comunque alla loro capacità portante, anche in presenza di lesioni estese.

In particolare, il metodo POR tiene conto solo dei meccanismi di rottura a taglio che avvengono nei maschi murari: la metodologia si applica quindi nel caso di pareti poco snelle, edifici di limitata altezza (tozzi: numero di piani limitato e di altezza limitata) e fasce di piano rigide.

Le azioni sismiche vengono applicate staticamente alle costruzioni al livello dei vari impalcati: ipotizzando un comportamento scatolare della struttura, determinato dalla solidarietà tra gli elementi verticali e orizzontali (solai rigidi nel loro piano) che formano un unico sistema, gli impalcati svolgono il ruolo di diaframmi orizzontali e sono in grado di distribuire le azioni trasmesse dai muri perpendicolari all'azione del sisma, di cui si trascura la rigidità, alle pareti parallele a tale azione. Le forze orizzontali saranno quindi applicate separatamente secondo le due direzioni principali individuate dalle giaciture delle pareti.

Le pareti vengono considerate incastrate al bordo inferiore e con la sezione superiore libera di traslare, ma impedita di ruotare (le pareti si deformano secondo curve simili, senza che le sezioni estreme possano ruotare): il comportamento assunto per i solai ipotizza, quindi, il loro spostamento come semplice traslazione (semplificazione rispetto al comportamento reale) e pertanto ogni maschio è soggetto agli stessi spostamenti relativi tra le due basi. Inoltre, le caratteristiche meccaniche delle pareti sono idealizzate con un diagramma sforzo – deformazione che assume il comportamento elastico perfettamente plastico del materiale. Tutte queste assunzioni permettono di considerare ogni edificio come costituito, a ciascun livello, da un insieme di maschi murari funzionanti in parallelo. Il comportamento del piano *i*-esimo è ottenuto sommando, a parità di spostamento, i contributi resistenti di ciascun maschio: per quanto detto, la resistenza che si viene a determinare mette in conto esclusivamente il comportamento a taglio delle murature nel loro piano. Il POR permette così di verificare le pareti sollecitate da azione sismica parallela al loro piano, facendo riferimento al comportamento globale della struttura (Valluzzi et al. 2001).

Il metodo POR, di impostazione molto semplice, ma anche semplicistica, proposto da esperti dello ZRMK di Ljubljana (Zavod za raziskavo materiala in konstrukcij - Institute for testing and research in materials and structures) che ne conoscevano bene i limiti, fu utilizzato inizialmente per progettare gli interventi della ricostruzione post-terremoto del Friuli (1976): sullo slancio di quella esperienza, in seguito fu però applicato per risolvere tutti i problemi strutturali. Spesso però il metodo non si adatta alle strutture storiche: esso fornisce risultati validi solo in rapporto a quanto la struttura reale riesce ad aderire al modello scatolare ipotizzato, ma, in molti casi, nessuna delle ipotesi previste viene soddisfatta dall'edificio storico e di frequente la situazione non si avvicina nemmeno a quella indicata. Nell'edilizia storica e soprattutto nella tipologia degli aggregati edilizi complessi, tutti quei requisiti che permettono di realizzare un "corpo unico" pluriconnesso spesso non sono verificati: in effetti, non è rara la presenza di sconnessioni nella struttura e gli orizzontamenti non sempre possono essere assunti rigidi nel loro piano.

Inoltre si deve considerare che, come detto, il POR analizza la rottura nel piano delle pareti, individuando localmente quei setti che vanno in crisi rispetto ad azioni nel loro piano: negli edifici in muratura, invece, ben più gravosi dal punto di vista della resistenza sismica, risultano essere i meccanismi di rottura fuori piano delle pareti.

La conseguenza dell'applicazione indiscriminata del metodo POR, fu l'affermarsi fino ai giorni nostri di pratiche di intervento, ufficializzate in documenti normativi non sempre coerenti e sufficientemente chiari, che sostanzialmente tendevano a ricondurre gli edifici storici a comportamenti che potessero essere trattati, ai fini delle verifiche di sicurezza strutturale, con tali metodologie (sostituzione di solai in legno e volte con solette rigide di c.a., iniezioni armate nelle murature, placcature con intonaci armati, ecc. - Figura 2.17).

Lo studio del comportamento di un organismo murario sottoposto ad azione sismica porta quindi a preferire, per le fabbriche antiche, l'adozione di verifiche locali. In effetti, la scarsa efficacia delle connessioni tra i diversi elementi strutturali e spesso nell'ambito dello stesso muro è tale che l'edificio non presenta in generale un comportamento d'insieme (Valluzzi et al, 2004b). Frequentemente accade poi che nel corso del tempo il fabbricato abbia subito profonde modificazioni tali da alterare i meccanismi resistenti e quindi i modi di collasso; la presenza simultanea di sistemi che basano la loro efficacia su vincoli monolateri diffusi (murature, volte, solai di legno) e sistemi a resistenza concentrata (pilastri, travi, piani rigidi in c.a.) comporta un funzionamento di tipo ibrido ben poco prevedibile.

L'analisi conoscitiva dei manufatti (tipo e qualità dei materiali, dettagli costruttivi, collegamenti tra elementi strutturali che compongono le unità edilizie, processo di evoluzione e trasformazione subito nel tempo, ecc.) diventa quindi analisi meccanica che conduce ad individuare i cinematismi di collasso più deboli: adottare in maniera sistematica questa metodologia significa effettuare una valutazione globale di resistenza del fabbricato. In questo senso quelli che sono metodi locali di studio del comportamento sismico di edifici storici, basati sull'analisi per macroelementi (cfr. § 1.1.3.5), possono competere con modelli glo-

bali di studio come quello scatolare, che prevedono una risposta indifferenziata dei setti murari al sisma e non entrano nel dettaglio di analisi delle connessioni esistenti.



Figura 2.17 – Effetti di alcune pratiche di intervento rilevati in alcuni centri storici abruzzesi a seguito del sisma del 6 Aprile 2009: a) perforazioni armate realizzate negli elementi strutturali del campanile della Chiesa di San Pietro Apostolo a Onna (AQ), totalmente distrutto dal sisma; b) distacco dell’intonaco armato presente in un edificio del Centro Storico de L’Aquila; c) sostituzioni degli orizzontamenti tradizionali con altri in c.a.: nel primo caso, in corrispondenza del secondo interpiano erano state sovrapposte una soletta e una scala in c.a (Centro Storico de L’Aquila); negli altri casi (Villa Sant’Angelo e Paganica – AQ) coperture e/o solai di interpiano sono stati sostituiti con solette in c.a.

La necessità è stata dunque quella di creare una situazione di calcolo che tenga conto sia delle più ricorrenti tipologie di danno riconducibili alle caratteristiche geometrico – costruttive degli edifici analizzati e dei cinematici che secondo esse si creano, sia delle situazioni di vincolo effettivamente presenti nella struttura stessa, considerando la globalità dell’edificio e l’interazione dello stesso con altri eventuali edifici adiacenti. Tutto questo è stato automatizzato attraverso la messa a punto delle procedure automatiche di valutazione della vulnerabilità e verifica della sicurezza Vulnus e c-Sisma, che saranno analizzate più diffusamente rispettivamente nei § 3 e 5. Nell’ambito della metodologia per valutazioni di vulnerabilità sismica su larga scala presentata in questo capitolo, Vulnus e c-Sisma si rivelano metodologie integrate e affidabili per analisi complete su edifici in muratura di diversa tipologia costruttiva: in particolare, per le tipologie più complesse, la possibilità, tramite

L'uso di c-Sisma, di analisi speditive a livello locale, con scelta e applicazione di meccanismi elementari a singoli macroelementi strutturali, selezionando negli edifici le componenti più significative, rappresenta un supporto indispensabile per valutazioni più generali ed approssimate, effettuate a livello globale da Vulnus, che consentono importanti valutazioni predittive, sia su singoli edifici che, su più ampia scala, su gruppi di edifici, in funzione delle probabilità di danno attese. Le analisi locali risultano dunque uno strumento indispensabile da affiancare allo studio globale per ottenere un giudizio approfondito, preciso e dettagliato di vulnerabilità sugli edifici esaminati: inoltre, lo studio fatto sui modelli cinematici elementari con c-Sisma rappresenta uno strumento efficace di verifica di sicurezza degli aggregati considerati.

2.3 I Casi di Studio

Nell'ambito del Progetto ReLUIS 2005-2008, Linee di Ricerca 1 (Valutazione e riduzione della vulnerabilità di edifici in muratura – responsabili prof. Guido Magenes e prof. Sergio Lagomarsino) e 10 (Definizione e sviluppo di archivi di dati per la valutazione del rischio, la pianificazione e la gestione dell'emergenza - responsabile prof. Domenico Liberatore) e del Programma Quadro 2000-2002 del G.N.D.T., Progetto di Ricerca “Vulnerabilità dei centri storici e dei beni culturali” (responsabile ing. Luciano Marchetti), il Politecnico di Milano e l'Università di Padova hanno applicato la metodologia descritta nel § 2.2, svolgendo estese campagne di rilievo in sito su alcuni centri storici campione. In particolare sono stati presi in considerazione due centri storici umbri in provincia di Perugia (Campi Alto di Norcia e Castelluccio di Norcia) e un centro storico abruzzese in provincia de L'Aquila (Sulmona), che sono stati analizzati nella tesi.

Nei paragrafi successivi sono riportate, per ciascun centro, alcune informazioni generali relative alla morfologia urbana e alle tipologie edilizie presenti; sono inoltre individuati il campione di edifici e i parametri sismici considerati nelle analisi di vulnerabilità.

2.3.1 Campi Alto di Norcia (PG)

Il centro abitato di Campi Alto (Figura 2.18) appartiene al comune di Norcia, da cui dista 11 km; si trova ad un'altitudine di circa 900 metri e conserva ancora l'aspetto del castello medievale, risalente al 1288, da cui si è sviluppato col nome di Campi Nuovo, per distinguerlo dall'agglomerato posto nella pianura sottostante, di probabili origini etrusche e costantemente abitato fin dall'epoca romana, denominato Campi Basso o Vecchio (708 m s.l.m.). Le mura di cinta del castello sono crollate, ma si conservano ancora l'arco d'ingresso ed una torre. A partire dal nucleo originario di Campi Alto sono sorti dei nuclei insediativi costituiti quasi esclusivamente da case unifamiliari a due o più piani, edificate secondo una tecnica costruttiva semplice con murature in pietra e solai e coperture in legno. I modi in cui la casa unifamiliare può aggregarsi sono i soli fattori che determinano le diverse tipologie edilizie: casa isolata, casa a schiera semplice o doppia, casa a blocco.



Figura 2.18 – Veduta di Campi Alto di Norcia (PG)

Le caratteristiche orografiche e la morfologia del luogo, posto su pendio di inclinazione anche superiore ai 26° - 27° , caratterizzano la disposizione degli edifici su una serie di terrazzamenti concentrici delimitati da vie parallele, che seguono l'originario profilo topografico, raccordate da brevi rampe radiali.

In conseguenza del forte dislivello del terreno in cui è ubicato Campi Alto (oltre 100 metri dalla base al culmine dell'aggregato), gli edifici seguono il naturale andamento delle curve di livello del terreno e si sviluppano secondo una tipologia a schiera, genericamente su tre livelli: uno con accesso dalla strada a valle (per stalle, depositi o cantine), uno intermedio ed uno con accesso dalla strada a monte (per l'abitazione), secondo la tipica distribuzione delle case di pendio (Binda et al. 2004a). Il piano inferiore in molti casi è privo di muratura di fondo, ma risulta scavato nella roccia e si estende sotto la strada a monte con profondità variabili. Tali locali presentano per lo più volte a botte in muratura di pietra che risultano spesso arretrate rispetto alle facciate (un'intercapedine separa la volta dalla facciata dell'abitazione, impedendo l'ammorsamento tra le due parti) e che, nonostante i numerosi eventi sismici, restano ancora ben conservate, persino negli edifici parzialmente crollati (Figura 2.19).

Le tipologie murarie che si riscontrano in buona parte degli edifici analizzati sono date da murature in pietra, genericamente delle bozze con una lavorazione appena accennata, mentre i cantonali degli edifici più importanti ed i portali sono realizzati con dei conci squadriti. Interessante, inoltre, è il largo uso di elementi in laterizio inseriti nelle murature (residui di coppi e mattoni usati soprattutto come zeppe). In base ad ispezioni visive si nota che le murature in pietra sono generalmente a più paramenti accostati o mal collegati tra loro da malte di scarsa qualità, sia per composizione che per resistenza; spesso, inoltre, è possibile osservare scarsi collegamenti orizzontali (tra setti murari) e verticali (muri-solai). Tutto questo, insieme al altri fattori tra cui gli effetti dovuti all'incuria, al tempo, o ad eventi eccezionali quali un sisma, può creare condizioni di dissesto legate sia al comportamento

fuori piano delle pareti, come effetto globale (ribaltamento) o locale (espulsione del paramento esterno), che al comportamento nel piano.

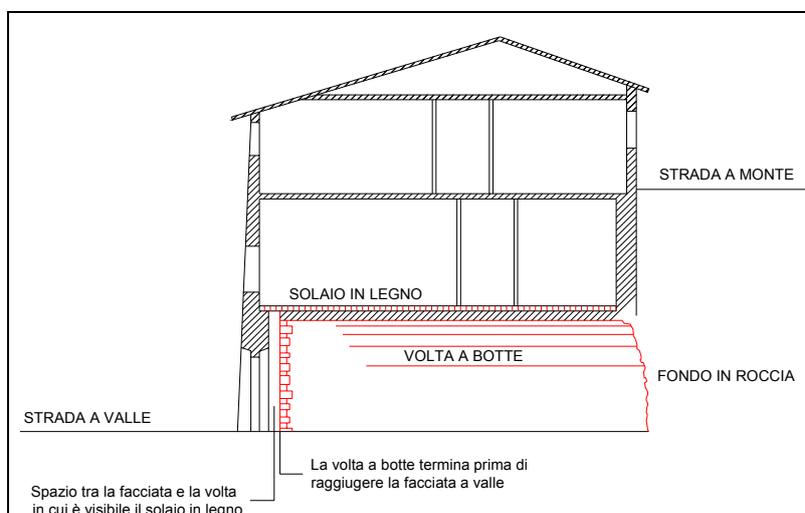


Figura 2.19 – Schema della sezione tipo di una schiera (Binda et al. 2004a)

Da notare che, a seguito del sisma del 1979 che ha causato numerosi danni alle strutture murarie, il centro storico di Campi Alto ha subito una serie di interventi di adeguamento sismico che hanno compromesso nella quasi totalità le tipologie originarie dei paramenti murari, che risultano ora di difficile lettura (Figura 2.20). Il più delle volte si potrebbe affermare che essi sono stati determinanti nella salvaguardia del centro storico dopo il sisma del 1997 anche se, di fatto, la scossa sismica in questa valle (Val Castoriana) è stata meno sentita. I danni riscontrati a Campi dopo il 1997 sono stati, infatti, di lieve entità e per lo più localizzati negli edifici che non avevano subito manutenzione da lungo tempo (Binda et al. 2004b).

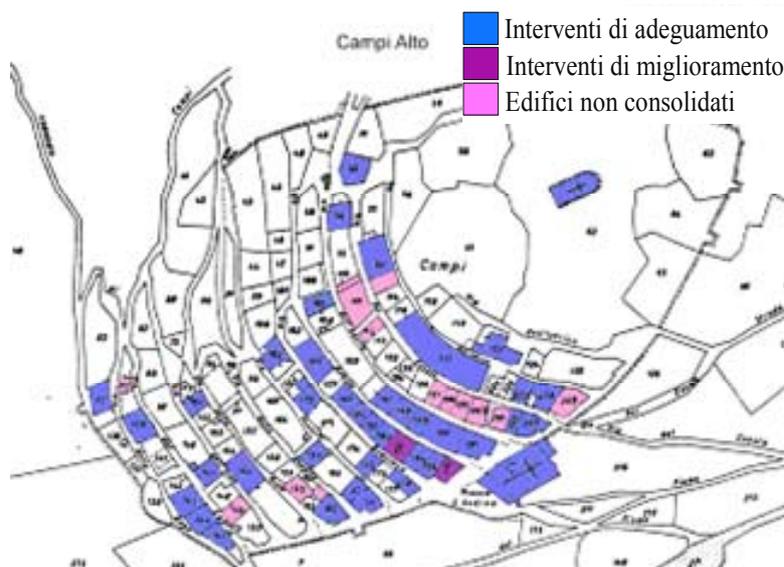


Figura 2.20 – Interventi realizzati prima del sisma del 1997 (Binda et al. 2004b)

Sono state prese in considerazione 12 schiere del centro storico di Campi Alto, identificate come Schiera 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11 e 12 e classificate in base alla via su cui si affacciano (Cuculo, Aquila, Entedia, Graziosa, Donizetti, Rondine, Ripa, Orso, Caprio e Rupe - Figura 2.21 e Figura 2.22): ognuna di esse è suddivisa, secondo il Piano comunale di Recupero, in una o più Unità Minime d'Intervento (U.M.I.) composte, a loro volta, da una o più Unità Immobiliari (U.I.). Il numero totale di unità strutturali da studiare è pari a 50. Per ogni unità sono state compilate la Scheda per il rilievo tipologico e dei danni sismici agli edifici e la scheda G.N.D.T. di 2° livello, in modo da ottenere dettagliatamente tutte le informazioni relative ai fabbricati e necessarie ai fini dell'analisi di vulnerabilità.



Figura 2.21 – Vista planimetrica con evidenziate le schiere oggetto di analisi

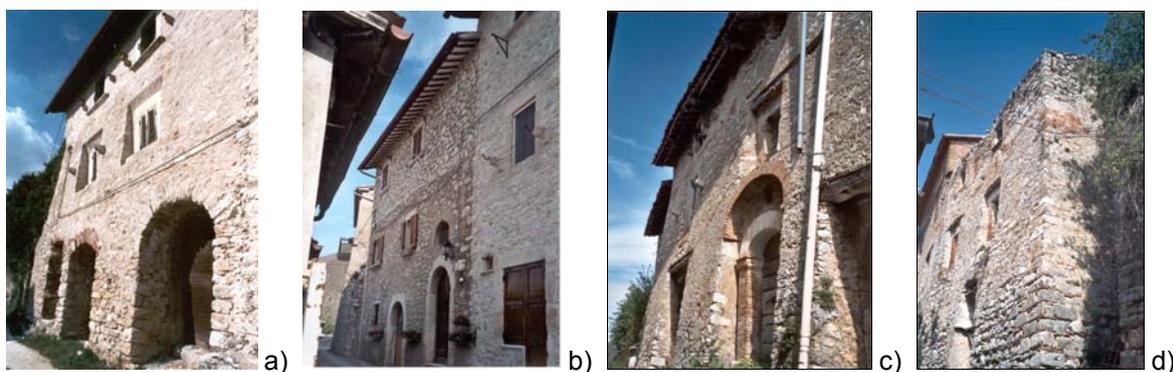


Figura 2.22 – Viste di alcune unità delle schiere considerate: (a) unità 116, (b) unità 180, (c) unità 198, (d) unità 200

La fascia appenninica umbro-marchigiana è sede di sismicità rilevante e diffusa (Cattaneo e Marcellini, 2000): i numerosi sismi verificatisi nel passato, tra cui ricordiamo i più importanti nel 1703, 1730, 1859 e tra i più recenti quello del 1979, hanno profondamente segnato, tra gli altri, anche questo centro storico, che mostrava non solo i danni di tali eventi (Borri et al., 2004), ma anche quelle dell'abbandono protrattosi per lungo tempo. Le massime intensità macrosismiche rilevate storicamente a Campi Alto (Stucchi et al., 2007) sono state pari a 9 in corrispondenza al terremoto del 1730 e a 8 in occasione del terremoto del 1703 (Figura 2.23). Utilizzando la relazione proposta in (Guagenti e Petrini, 1989) è possibile ricavare i valori di a/g al sito corrispondenti a tali valori di intensità che equivalgono rispettivamente a 0.191 e 0.105.

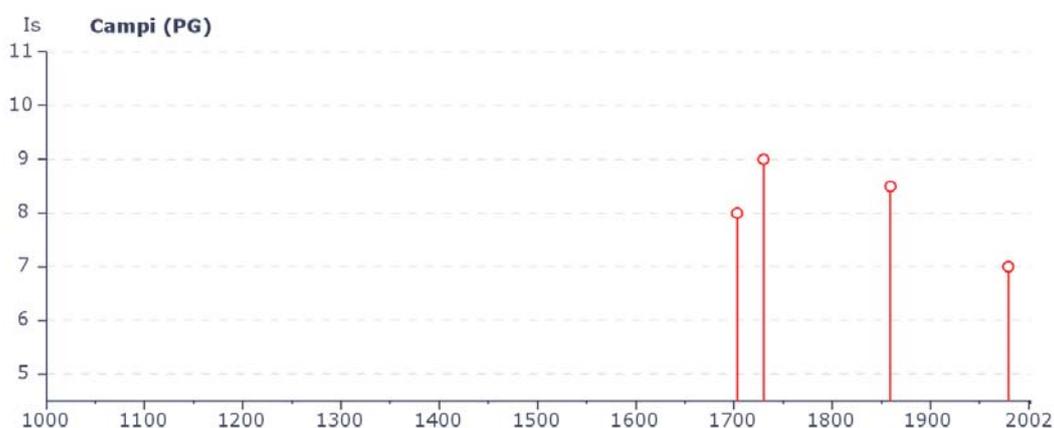


Figura 2.23 – Intensità macrosismiche storiche registrate a Campi Alto di Norcia (PG)

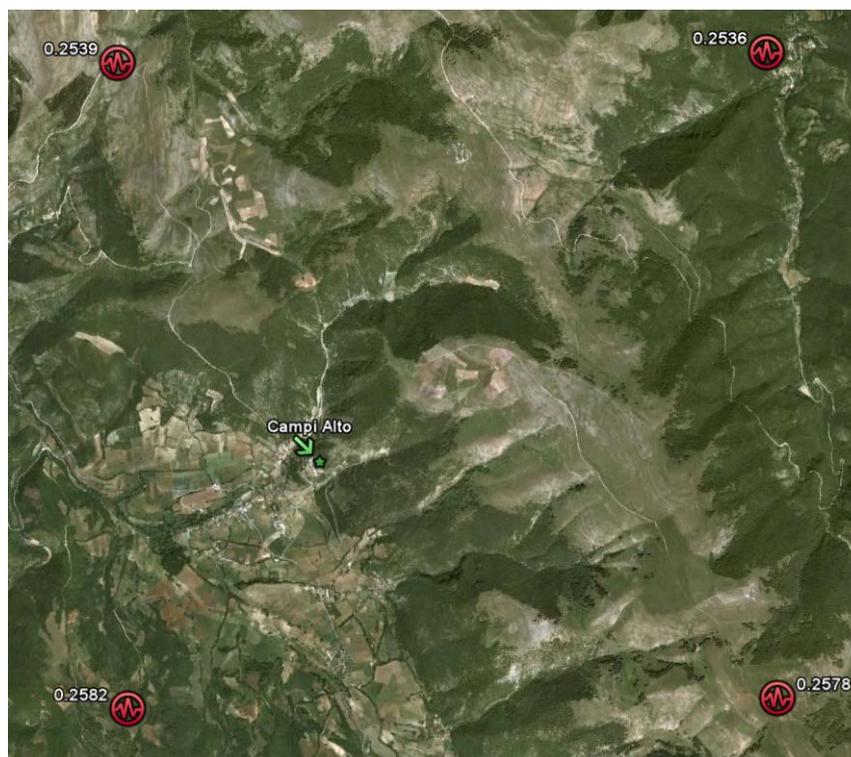


Figura 2.24 – Valori di a_g dei nodi del reticolo di riferimento di Campi Alto

I valori di pericolosità sismica sono stati calcolati dall’Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia su una griglia di punti che copre, con passo 0.02 gradi, l’intero territorio nazionale, indicando per ciascun punto i valori standard di accelerazione orizzontale massima su suolo rigido a_g (Progetto S1 INGV-DPC 2004-2006): in base alle NTC 2008, fissata la probabilità di superamento (10% in 50 anni - Stato Limite di salvaguardia della Vita), il tempo di ritorno ($T_R = 475$ anni), la categoria del suolo di fondazione (A – suoli omogenei molto rigidi), il coefficiente topografico ($S_T = 1.2$) e scelto il valore per il fattore di struttura ($q = 2.25$), essendo il primo periodo di vibrazione degli edifici in esame compreso tra i valori T_B e T_C , per il centro storico di Campi Alto di Norcia si ottiene il valore di riferimento $a/g = 0.320$.

In Figura 2.24 è riportata l’immagine satellitare in cui sono indicati i quattro valori di a_g ($T_R = 475$ anni, SLV) relativi alla maglia del reticolo della mappa di pericolosità entro cui è situato Campi Alto. La determinazione dei parametri che concorrono a definire la componente orizzontale dello spettro di progetto è invece indicata in Tabella 2.2.

I tre valori di riferimento utilizzati per le analisi di vulnerabilità sono, quindi:

- $a/g = 0,320$ (valore definito da normativa)
- $a/g = 0,191$ (terremoto del 1730, intensità 9 gradi della scala MCS)
- $a/g = 0,105$ (terremoto del 1703, intensità 8 gradi della scala MCS)

Tabella 2.2 – Parametri utilizzati per il calcolo di $S_d(T)$

Coordinate geografiche di Campi Alto	Latitudine	42.854
	Longitudine	13.101
Accelerazione orizzontale massima al sito	a_g	0,251 g
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	F_o	2,390
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	T_C^*	0,331 s
Vita nominale	V_N	≥ 50
Classe d’uso e relativo valore del coefficiente d’uso	C_U	1,0
Periodo di riferimento dell’azione sismica	V_R	50
Probabilità di superamento per SLV	P_{T_R}	0,10
Tempo di ritorno dell’azione sismica	T_R	475
Categoria di sottosuolo	A	
Coefficienti di amplificazione stratigrafica	S_S	1,0
	C_C	1,0
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_T	1,2

Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche	S	1,20
Fattore di struttura	q	2,25
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro	T_C	0,331 s
Periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante	T_B	0,110 s
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro	T_D	2,605 s
Spettro di progetto della componente orizzontale	$S_d(T)$	0,320 g

2.3.2 Castelluccio di Norcia (PG)

Castelluccio di Norcia (Figura 2.25) è il centro abitato più elevato dell'Appennino umbro-marchigiano (1452 m s.l.m.), sorge nel comprensorio umbro di Norcia-Cascia all'interno della Valnerina, una piana stretta, sita a ridosso degli Appennini e dominata dal complesso dei Monti Sibillini. Il paese si trova arroccato su un colle che domina un altopiano e la posizione sopraelevata consente una visione completa e privilegiata dell'ambiente circostante.



Figura 2.25 – Viste del centro abitato di Castelluccio di Norcia

Il ruolo di controllo e di difesa dei pascoli e del territorio circostante ha fortemente condizionato lo sviluppo morfologico del centro abitato, che si è modellato in base all'ubicazione e alle condizioni climatiche. Salvo un paio di edifici di recente costruzione, non esistono case sparse e il paese è tutto raccolto in una configurazione edilizia molto compatta che si sviluppa principalmente sul versante Sud del poggio, più esposto al sole e rivolto verso la strada che prosegue per Norcia.

Il tessuto urbanistico, pur avendo subito modificazioni attraverso i secoli, è ancora in grado di offrire significative testimonianze edilizie. Analizzando la planimetria dell'abitato, è possibile riconoscere due fasi nella storia urbanistica: una prima accentrata attorno al Casero (il punto attorno al quale si è sviluppato il paese, è posto sulla sommità del monte), una seconda gravitante verso il piede della collina.

La viabilità interna principale si sviluppa concentricamente intorno al colle su diverse isoipse, suddividendo l'abitato in quattro gironi digradanti: tali archi di circonferenza, corrispondenti alle vie principali, trovano il loro centro proprio nel Cassero. Si viene così a creare una maglia costituita da tali archi e da rette immaginarie disposte a raggiera, che si possono far partire anch'esse dal Cassero e che coincidono con i vicoli del paese. Tali vicoli, detti buci, sono brevi e strette rampe radiali voltate, che raccordano trasversalmente le vie principali coprendo un notevole dislivello (Figura 2.26).

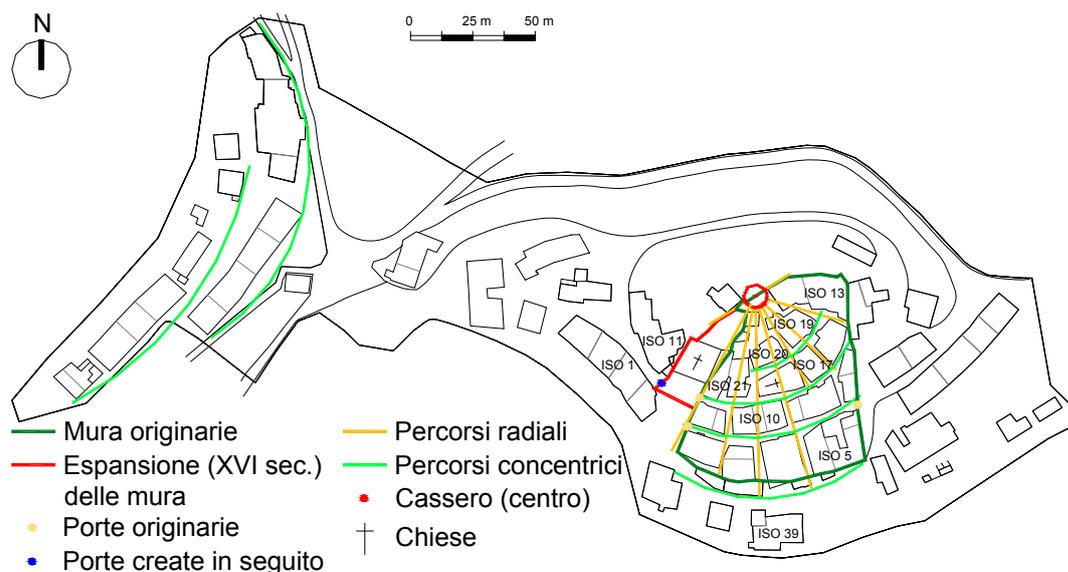


Figura 2.26 – Orografia e fortificazioni

La cinta muraria originaria di Castelluccio formava un quadrilatero, al centro del quale era situata la chiesa del Sacramento; le porte d'ingresso al paese erano poste all'inizio e alla fine delle vie principali. L'ampliamento delle mura si è avuto prima del 1550, al fine di inglobare l'attuale chiesa di S. Maria Assunta (Figura 2.26). Il perimetro murario di Castelluccio non è più immediatamente percepibile, ma è rintracciabile rilevando le porte e le case-mura, individuabili grazie ai muri a scarpa: tali edifici erano abitati e, contemporaneamente, costituivano la fortificazione del paese.

Sono state analizzate le diverse tipologie architettoniche dell'edificato (Figura 2.27): gli edifici isolati, che sono in maggioranza stalle, le schiere, che comprendono stalle ed abitazioni, gli aggregati semplici e complessi, che hanno subito sviluppi maggiormente articolati nel corso degli anni, e le due chiese. La maggior parte di queste tipologie ha caratteristiche comuni, quali l'edificazione in pendio, la compresenza di ingressi sia a valle che a monte, e di porzioni di edificio di diversa altezza. Nel corso dell'ultimo decennio, i luoghi destinati a cantine, magazzini o stalle, sono stati trasformati in abitazioni per villeggiatura; di conseguenza, gran parte delle abitazioni, in particolare a seguito del sisma del 1979, ha subito interventi di adeguamento, mentre solo pochi isolati hanno conservato le caratteristiche architettoniche del luogo.

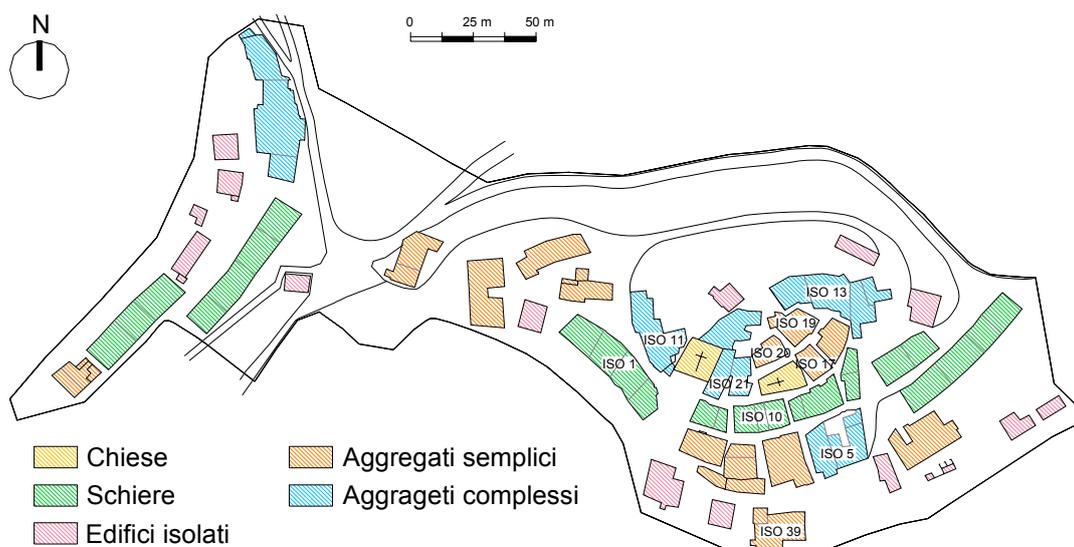


Figura 2.27 – Tipologie edilizie presenti

All'interno del centro storico di Castelluccio di Norcia sono stati presi in esame dieci isolati (identificati con i numeri 1, 5, 10, 11, 13, 17, 19, 20, 21 e 39 - Figura 2.28 e Figura 2.29): ognuno di essi è suddiviso in una o più Unità Minime d'Intervento (U.M.I.), a loro volta composte da una o più Unità Immobiliari (U.I.). Sono state identificate 66 unità strutturali: per ogni unità sono state compilate la Scheda per il rilievo tipologico e dei danni sismici agli edifici e la scheda G.N.D.T. di 2° livello.

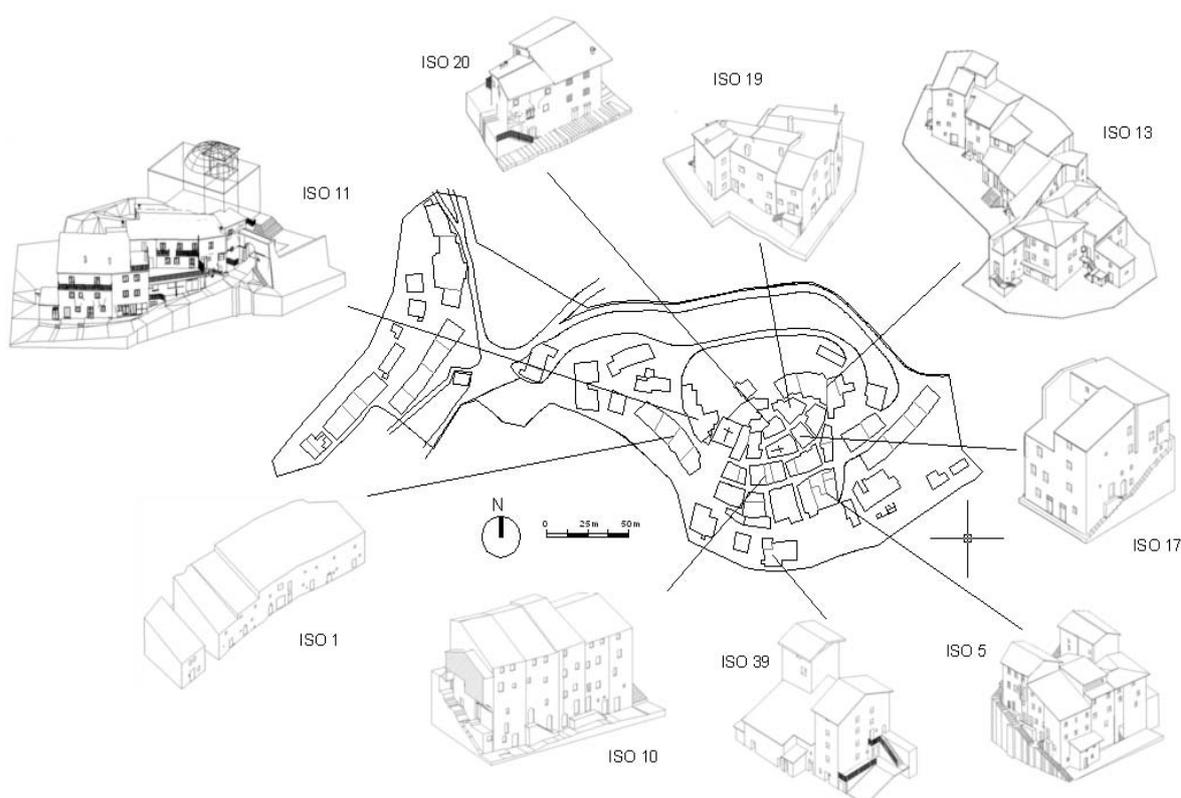


Figura 2.28 – Viste assometriche delle ricostruzioni tridimensionali degli aggregati oggetto di analisi

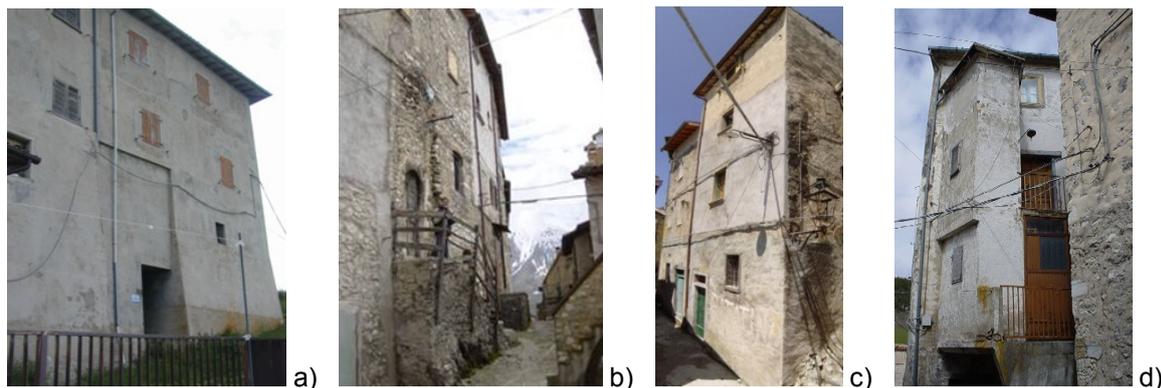


Figura 2.29 – Viste significative di alcuni edifici degli isolati considerati: (a) U.I. 203 dell'ISO 5, (b) prospetto Sud dell'ISO 10, (c) prospetto Sud dell'ISO 17, (d) U.I. 142 dell'ISO 21

Si tratta di edifici la cui tipologia può essere ricondotta a quella degli aggregati, più o meno complessi: per alcuni di essi si può osservare la natura originaria di case-mura (l'ISO 13 e l'ISO 19, ad esempio, presentano due corpi che, per la forma regolare e la posizione nella parte alta del paese, si può supporre fungessero da torre). Le unità che costituiscono gli isolati sono spesso caratterizzate da irregolarità in pianta e in alzato e discontinuità nei materiali e nelle strutture, spesso causate da aggiunte postume di unità abitative. Questo comporta l'attivazione di possibili meccanismi di danno, nel piano e fuori piano, e un giudizio di vulnerabilità elevato. Altri possibili elementi riscontrati che possono indebolire la struttura sono il ridotto spessore dei maschi murari e la presenza di aperture (porte e finestre) disposte in modo irregolare nel prospetto degli edifici. Buona parte delle unità analizzate ha subito consistenti interventi di consolidamento, che hanno comportato la sostituzione dei solai interpiano e di copertura in legno con orizzontamenti in laterocemento e l'inserimento di cordoli in cemento armato (Cardani et al., 2007).

La fascia appenninica umbro-marchigiana è sede di sismicità rilevante e diffusa (tra i principali eventi verificatisi in passato si ricordano quelli del 1703, 1730, 1859 e 1979): secondo quanto emerso dagli studi geotecnici effettuati nell'area di Castelluccio, infatti, il centro risulta classificato come zona di cresta rocciosa che evidenzia particolarità che possono comportare amplificazioni del moto del suolo o fenomeni di focalizzazione delle onde sismiche.

La massima intensità macrosismica rilevata storicamente a Castelluccio (Stucchi et al., 2007) è stata pari a 7 in corrispondenza al terremoto del 1979 (Figura 2.30). Utilizzando la relazione proposta in (Guagenti e Petrini, 1989) è stato ricavato il valore di a/g al sito ad esso corrispondente, che equivale a 0.057.

In base ai valori di pericolosità sismica forniti dalle NTC 2008, fissata la probabilità di superamento (10% in 50 anni - SLV), il tempo di ritorno ($T_R = 475$ anni), la categoria del suolo di fondazione (A – suoli omogenei molto rigidi), il coefficiente topografico ($S_T = 1.2$) e scelto il valore per il fattore di struttura ($q = 2.25$), essendo il primo periodo di vi-

brazione degli edifici in esame compreso tra i valori T_B e T_C , per il centro storico di Castelluccio di Norcia si ottiene il valore di riferimento $a/g = 0.317$.

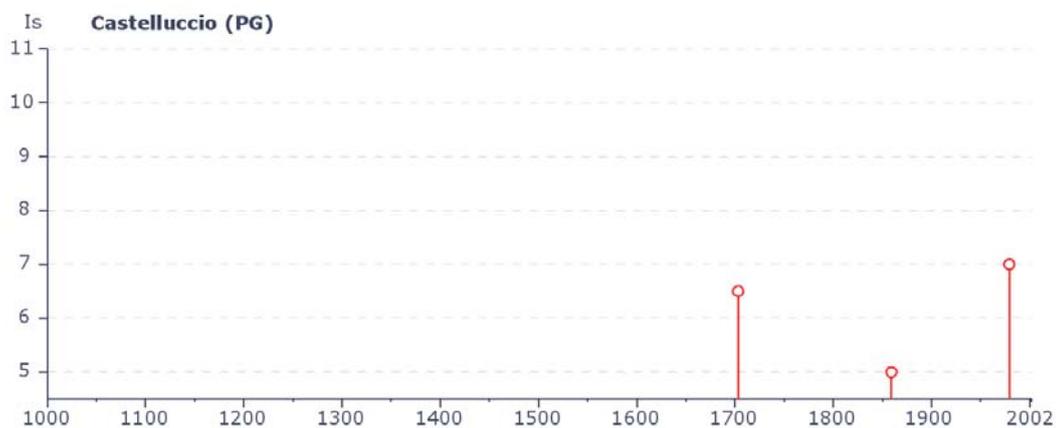


Figura 2.30 – Intensità macrosismiche storiche registrate a Castelluccio di Norcia (PG)

In Figura 2.31 è riportata l'immagine satellitare in cui sono indicati i quattro valori standard di accelerazione orizzontale massima su suolo rigido a_g ($T_R = 475$ anni, SLV) relativi alla maglia del reticolo della mappa di pericolosità entro cui ricadono i manufatti considerati. La determinazione dei parametri che concorrono a definire lo spettro di progetto della componente orizzontale è invece indicata in Tabella 2.3.

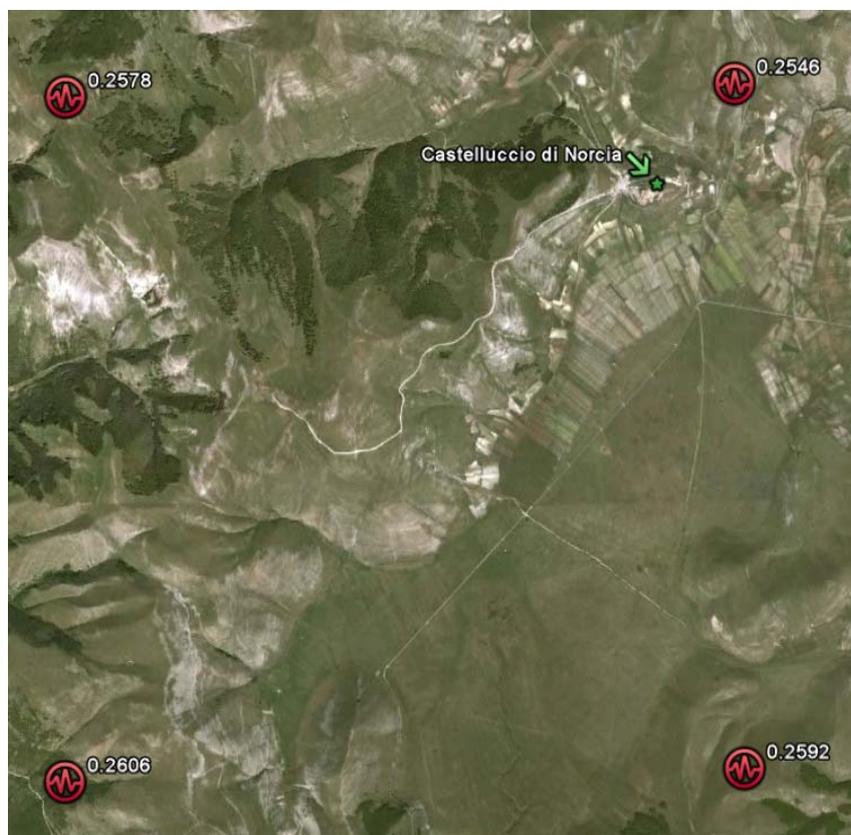


Figura 2.31 – Valori di a_g dei nodi del reticolo di riferimento di Castelluccio

Tabella 2.3 – Parametri utilizzati per il calcolo di $S_d(T)$

Coordinate geografiche di Castelluccio	Latitudine	42.827
	Longitudine	13.208
Accelerazione orizzontale massima al sito	a_g	0,251 g
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	F_o	2,365
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	T_C^*	0,334 s
Vita nominale	V_N	≥ 50
Classe d'uso e relativo valore del coefficiente d'uso	C_U	1,0
Periodo di riferimento dell'azione sismica	V_R	50
Probabilità di superamento per SLV	P_{V_R}	0,10
Tempo di ritorno dell'azione sismica	T_R	475
Categoria di sottosuolo	A	
Coefficienti di amplificazione stratigrafica	S_S	1,00
	C_C	1,00
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_T	1,20
Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche	S	1,20
Fattore di struttura	q	2,25
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro	T_C	0,334 s
Periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante	T_B	0,111 s
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro	T_D	2,603 s
Spettro di progetto della componente orizzontale	$S_d(T)$	0,317 g

I due valori di riferimento utilizzati per le analisi di vulnerabilità sono, quindi:

- $a/g = 0,317$ (valore definito da normativa)
- $a/g = 0,057$ (terremoto del 1979, intensità 7 gradi della scala MCS)

2.3.3 Sulmona (AQ)

Sulmona (Figura 2.32) sorge a circa 400 m s.l.m., all'interno di una vasta conca dell'entroterra abruzzese, la Valle Peligna: questa valle era in origine un grande lago le cui sponde erano rappresentate dagli imponenti complessi calcarei della Majella-Morrone e del Sirente.



Figura 2.32 – Veduta aerea del centro storico (Mattiocco, 1996)

Le popolazioni di età arcaica abitavano inizialmente i versanti montuosi; in seguito, confluirono a valle si insediarono sul pianoro sopraelevato e ben protetto dalle profonde erosioni vallive del fiume Gizio e del torrente Vella, dando vita all’abitato che prese il nome di *Sulmo*. Quando entrò nell’orbita di Roma, la città, avente nucleo quadrangolare limitato nello sviluppo “trasversale” (Est – Ovest) delle barriere naturali date dai due fiumi, venne fortificata.

In epoca sveva e, in particolare, a partire dall’XI secolo, un consistente flusso migratorio portò verso Sulmona, sede di importanti istituzioni, genti provenienti dai castelli limitrofi. Il nucleo altomedievale, ripartito in sei distretti designati con i nomi delle principali porte cittadine, fu ben presto saturato dalla crescita demografica per cui, già nella prima metà del Duecento, si cominciarono ad occupare gli spazi extramuranei disponibili. Fu così necessario l’ampliamento della cinta muraria e il raddoppio del numero delle primitive porte (Figura 2.33).

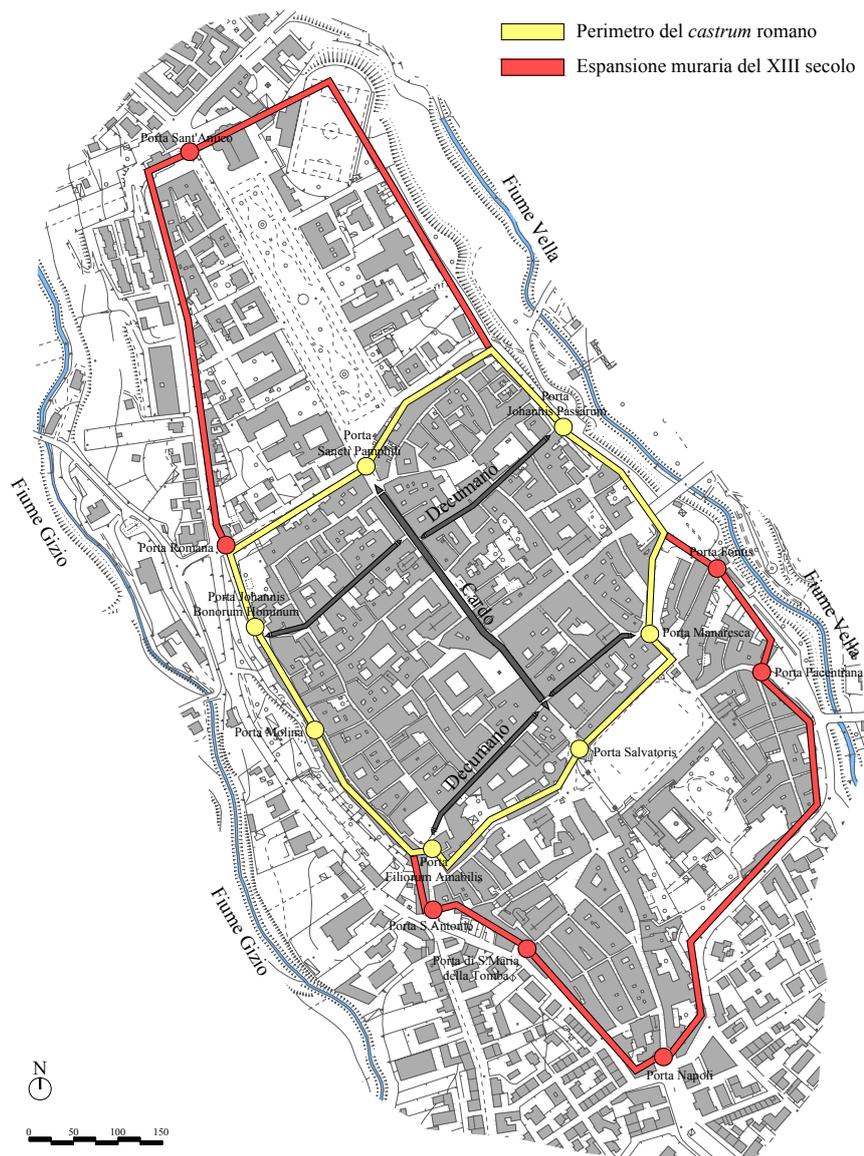


Figura 2.33 – Cinta muraria della città

A depauperare uno dei centri urbani architettonicamente più prestigiosi del regno, furono essenzialmente i catastrofici effetti dei ricorrenti fenomeni sismici. I terremoti del 1349 e del 1456, oltre a cancellare l'articolata strutturazione del tessuto urbano medievale, decretarono anche la fine della *civica* sotto l'aspetto socio-economico e culturale. Il terremoto del 3 novembre 1706 causò circa mille morti (su una popolazione di quattromila abitanti) e ingenti danni materiali.

Un'identificazione delle tipologie costruttive presenti nel centro storico, riferita alla configurazione planoaltimetrica degli edifici ed alla loro disposizione e utile ai fini dell'analisi della vulnerabilità sismica, è stata realizzata in (Ferrario et al., 2008) a partire dalle seguenti categorie tipo-morfologiche: linea semplice, linea doppia, corte aperta, corte chiusa, blocco semplice, blocco articolato, palazzo. Si riporta in Figura 2.34 un'elaborazione che suddivide il tessuto storico attuale nelle categorie sopra citate.

Gli aggregati, pur appartenendo a diverse tipologie edilizie, presentano, in particolar modo nelle zone più antiche, scelte di materiali e di tecnologie del tutto simili. Le strutture verticali sono quasi esclusivamente costituite da paramenti murari in pietra locale, di forma arrotondata, mentre gli orizzontamenti e le coperture in legno sono riscontrabili nella maggior parte degli edifici. Le disposizioni altimetriche variano e possono comprendere unità da uno fino a cinque piani, mentre dal punto di vista planimetrico sono frequenti casi fortemente irregolari, a causa dell'andamento del terreno o per vicende storiche che hanno portato a successive stratificazioni e modifiche della struttura originaria.

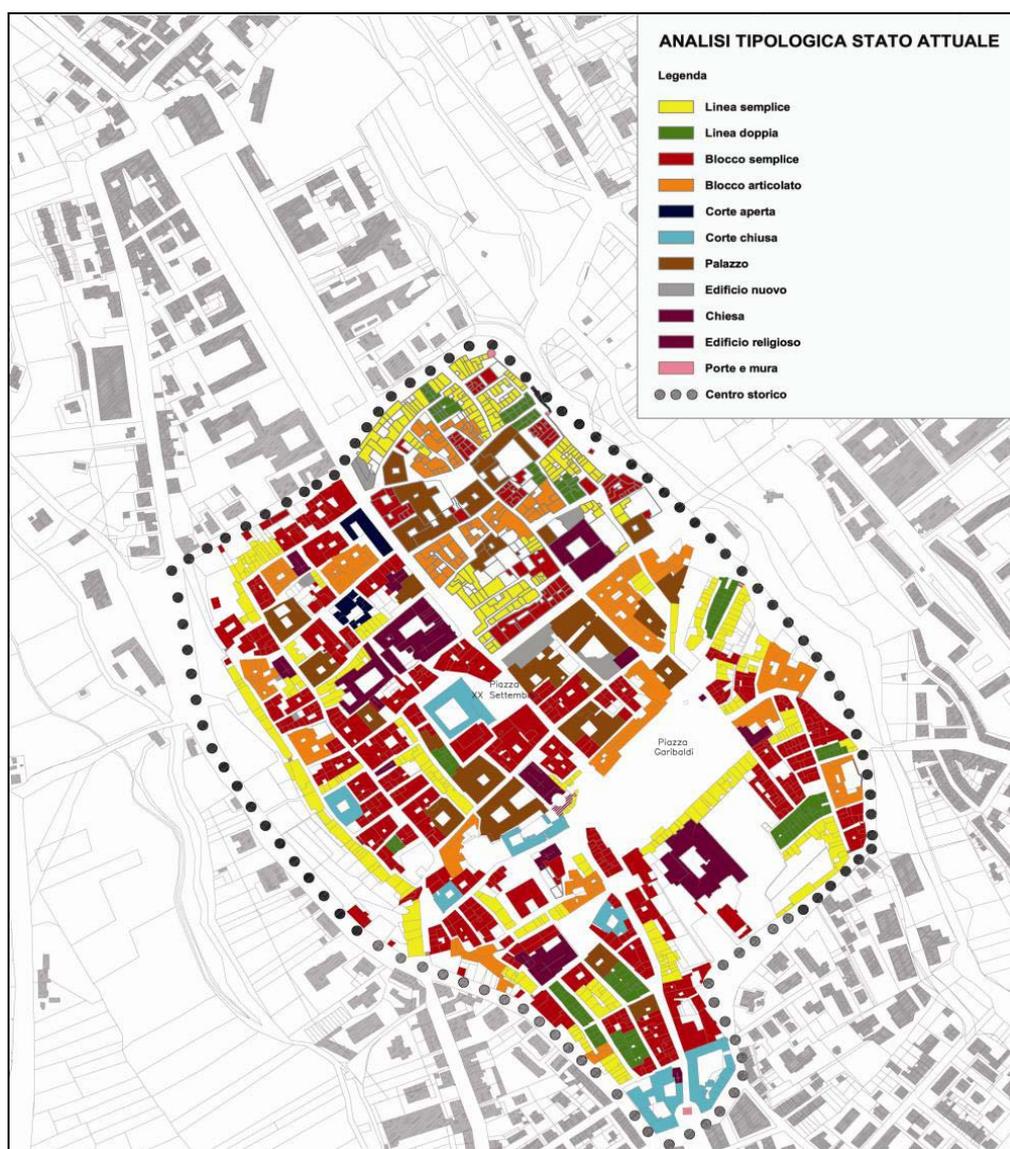


Figura 2.34 – Analisi tipologica dello stato attuale (Ferrario et al., 2008)

Gli isolati considerati nello studio non si discostano da queste valutazioni di carattere generale, anzi ne riassumono le caratteristiche rappresentando in modo completo l'intera popolazione di edifici del centro storico. Nell'analisi di vulnerabilità sono stati studiati gli aggregati 27, 69 e 87, e le porzioni di aggregato 39, 48 e 92 individuando 32 Unità Strutturali

li, in base all'omogeneità in altezza e volumetria. La localizzazione su scala urbana di questi sei isolati è riportata in Figura 2.35.

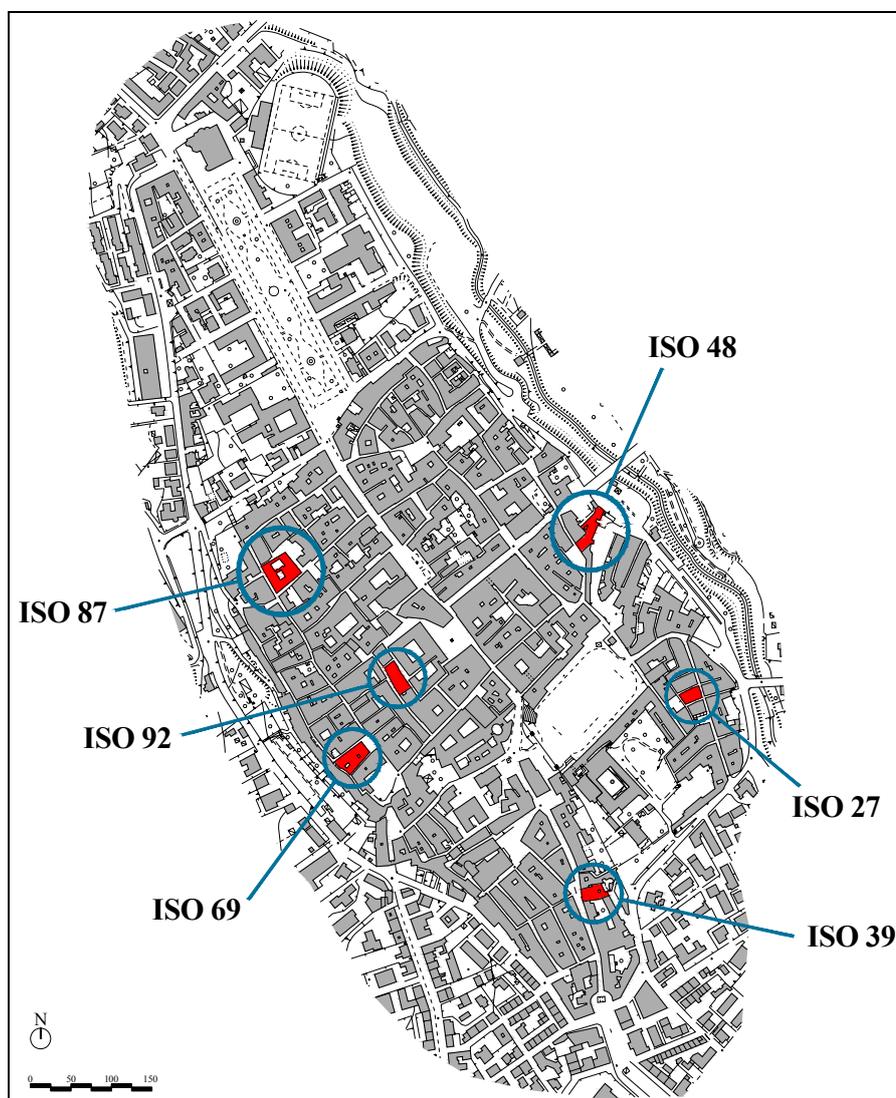


Figura 2.35 – Planimetria del centro storico di Sulmona con indicati gli isolati allo studio

L'isolato 27 è composto da otto unità strutturali tra loro differenti dal punto di vista altimetrico, che presentano una disposizione sfalsata dei solai interpiano. Si tratta di un blocco semplice, di dimensione trapezoidale abbastanza regolare, costituito da murature in mattoni e pietra e solai in legno o in putrelle e tavelloni.

L'isolato 39 non è stato studiato interamente, date le dimensioni dell'isolato cui esso appartiene; la parte di aggregato analizzata è stata divisa in due unità strutturali composte da due corpi stretti e allungati, che si sviluppano in elevazione per quattro e cinque piani. La struttura è stata fortemente interessata da recenti lavori di ristrutturazione che hanno comportato il rifacimento dei solai (in laterocemento) e della copertura, con l'inserimento di cordoli in calcestruzzo armato ad ogni piano. L'edificio, tuttavia, mantiene come elemento portante verticale le murature originarie, in pietra non lavorata.

Analogamente al caso precedente, l'isolato 48 è stato solo in parte considerato, ricavando tre unità strutturali dalla forma irregolare in pianta e in prospetto. L'edificio, infatti, sorge su un pendio e presenta una facciata a cinque livelli mentre l'opposta a tre.

Per quanto concerne l'isolato 69, esso può essere definito come un blocco semplice scomponibile in 11 unità a causa della forte eterogeneità di tipo geometrico tra i corpi. La tipologia muraria riscontrata è in pietra non lavorata e dalle caratteristiche meccaniche scadenti.

Il terzo isolato completo che è stato studiato ricade nella tipologia edilizia del palazzo (Palazzo Tabassi): esso consiste in una corte chiusa di forma quadrata con due cortili interni. Da questo sono state individuate sei unità strutturali, distinguibili dalla direzione delle orditure principali degli elementi lignei che costituiscono le coperture.

L'ultima porzione di aggregato oggetto di studio è l'isolato 92, un edificio signorile (Palazzo Meliorati) da cui sono state distinte due unità a causa delle differenze altimetriche tra i due corpi. Anche in questo caso l'edificio, al momento del rilievo, era interessato da lavori, anche se non sono stati riscontrati interventi particolarmente invasivi.

L'area su cui sorge la città di Sulmona si trova soggetta a fenomeni che sembrano essere legati ad una fase tettonica di tipo distensivo. La storia sismica della città mostra infatti come, periodicamente, si registri un terremoto di intensità significativa. Le azioni dei sismi assumono particolare rilievo per effetto delle caratteristiche stratigrafiche puntuali delle varie zone: queste possono indurre quei fenomeni di amplificazione che riescono a produrre effetti molto più vistosi di quelli che ci si aspetterebbe dalla magnitudo del sisma originario (Mancini e Mancini, 2000).

Le massime intensità macrosismiche rilevate storicamente a Sulmona (Stucchi et al., 2007) sono state pari a 9,5 in corrispondenza al terremoto del 1706 e a 8,5 in occasione del terremoto del 1349 (Figura 2.36). Utilizzando la relazione proposta in (Guagenti e Petrini, 1989) è possibile ricavare i valori di a/g al sito corrispondenti a tali valori di intensità che equivalgono rispettivamente a 0.258 e 0.141.

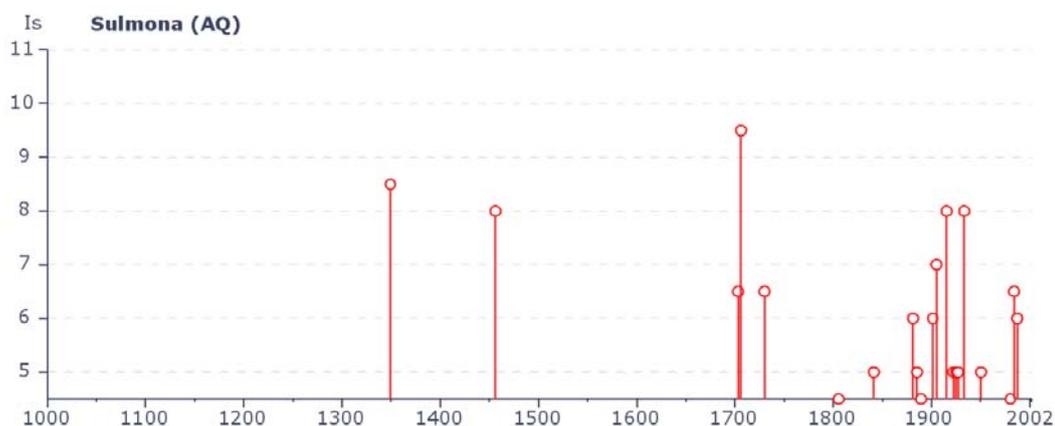


Figura 2.36 – Intensità macrosismiche storiche registrate a Sulmona (AQ)

In base ai valori di pericolosità sismica forniti dalle NTC 2008, fissata la probabilità di superamento (10% in 50 anni - Stato Limite di salvaguardia della Vita), il tempo di ritorno ($T_R = 475$ anni), la categoria del suolo di fondazione (B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti), il coefficiente topografico ($S_T = 1.0$) e scelto il valore per il fattore di struttura ($q = 2.25$), essendo il primo periodo di vibrazione degli edifici in esame compreso tra i valori T_B e T_C , per il centro storico di Sulmona si ottiene il valore di riferimento $a/g = 0.311$.

In Figura 2.37 è riportata l'immagine satellitare in cui sono indicati i quattro valori standard di accelerazione orizzontale massima su suolo rigido a_g ($T_R = 475$ anni, SLV) relativi alla maglia del reticolo della mappa di pericolosità entro cui è situata Sulmona (Progetto S1 INGV-DPC 2004-2006). La determinazione dei parametri che concorrono a definire la componente orizzontale dello spettro di progetto è invece indicata in Tabella 2.4.



Figura 2.37 – Valori di a_g dei nodi del reticolo di riferimento di Sulmona

I tre termini utilizzati per le analisi di vulnerabilità sono, quindi:

- $a/g = 0,311$ (valore definito da normativa)
- $a/g = 0,258$ (terremoto del 1706, intensità 9,5 gradi della scala MCS)
- $a/g = 0,141$ (terremoto del 1349, intensità 8,5 gradi della scala MCS)

Tabella 2.4 – Parametri utilizzati per il calcolo di $S_d(T)$

Coordinate geografiche di Sulmona	Latitudine	42.049
	Longitudine	13.930
Accelerazione orizzontale massima al sito	a_g	0,258 g
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	F_o	2,363
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	T_C^*	0,346 s
Vita nominale	V_N	≥ 50
Classe d'uso e relativo valore del coefficiente d'uso	C_U	1,0
Periodo di riferimento dell'azione sismica	V_R	50
Probabilità di superamento per SLV	P_{V_R}	0,10
Tempo di ritorno dell'azione sismica	T_R	475
Categoria di sottosuolo	B	
Coefficienti di amplificazione stratigrafica	S_S	1,158
	C_C	1,360
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_T	1,00
Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche	S	1,158
Fattore di struttura	q	2,25
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro	T_C	0,471 s
Periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante	T_B	0,157 s
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro	T_D	2,624 s
Spettro di progetto della componente orizzontale	$S_d(T)$	0,311 g

3 ANALISI GLOBALI DI VULNERABILITÀ: LA METODOLOGIA VULNUS

3.1 Introduzione

L'osservazione empirica degli effetti del terremoto, le simulazioni di laboratorio e numeriche concordano nella conclusione che gli edifici in muratura possono manifestare due distinti modi di rottura:

- se le pareti murarie sono di discreta qualità e soprattutto efficacemente confinate (rispetto a spostamenti ortogonali al piano medio) dalle pareti ortogonali cui sono ammassate e da solai abbastanza rigidi, può manifestarsi la rottura a taglio delle pareti del piano inferiore o di quello maggiormente forato per la presenza di porte o finestre;
- se la qualità muraria è bassa e, soprattutto, se il confinamento non è adeguato (o addirittura si manifestano, in relazione alle configurazioni dei solai e della copertura, spinte orizzontali sulle pareti anche per effetto dei carichi verticali), si manifestano complessi meccanismi di rottura delle pareti perimetrali, specie di quelle meno caricate, per ribaltamento sull'intera altezza o rottura di pannelli sull'altezza di interpiano.

La determinazione, a partire dalla conoscenza di questi due meccanismi di rottura, di parametri che descrivano la probabilità di un edificio di sopravvivere, anche se con un certo inevitabile livello di danno, ad un terremoto di assegnata intensità, appare molto problematica. In effetti, i due modi di rottura non hanno effetti indipendenti, ma viceversa piuttosto correlati (ad esempio, una buona resistenza nel piano può fino ad un certo punto sopperire a deficienze nella resistenza fuori del piano, mentre un basso valore le amplifica); inoltre, molti altri parametri (ad esempio, l'interazione con il terreno ed il tipo delle fondazioni) possono condizionare il comportamento a fronte di azioni sismiche.

Si deve inoltre considerare che, come evidenziato nei precedenti capitoli, nello studio di un aggregato storico è necessario considerare gli edifici che lo compongono nella loro globalità, e deve essere valutata l'interazione tra corpi contigui aventi diverse caratteristiche: questo perché i diversi elementi dell'isolato sono tra loro collegati e interagenti e portano alla formazione di un nucleo complesso in cui il comportamento strutturale di un corpo non può prescindere da quello delle unità adiacenti.

Cercando di dare risposta a queste problematiche, a partire dalla seconda metà degli anni ottanta è stata sviluppata presso l'Università degli Studi di Padova, Dipartimento di Costruzioni e Trasporti, una procedura per le valutazioni di vulnerabilità sismica di edifici in muratura isolati o collegati in nuclei complessi interagenti, denominata Vulnus (Bernardini e Modena, 1986; Bernardini e Modena, 1986, Bernardini et al., 1988). La prima versione (Bernardini et al., 1989) è stata curata da A. Bernardini, R. Gori e C. Modena, mentre la versione utilizzata per questa tesi è la Visual Basic[®] 4.0 del 2009, approfondita da M.R. Valluzzi con i contributi di G. Benincà, E. Barbetta e M. Munari.

La metodologia, elaborando i dati ottenuti dal rilievo di un campione di edifici, raccolti in schede appositamente studiate, e svolgendo un'analisi strutturale statica equivalente della costruzione, oltre a valutare l'affidabilità delle strutture esistenti, consente anche di studiare l'effetto di eventuali operazioni di rinforzo. Essa è basata su valutazioni del livello critico di accelerazione orizzontale media applicata alle masse dell'edificio (e quindi della forza orizzontale statica equivalente), corrispondente all'attivazione di meccanismi di collasso fuori del piano delle singole pareti (vincolate ai solai e alle pareti ortogonali) e nel piano dei due sistemi di pareti parallele, o quasi parallele, accoppiate rigidamente dai solai.

Il modello di vulnerabilità della procedura *Vulnus* dipende dai seguenti indici:

- *I1*: rapporto fra la somma delle resistenze a taglio nel piano medio delle pareti fra di loro parallele nella direzione più debole tra le due principali dell'edificio ed il peso totale dell'edificio, eventualmente corretto per tener conto di irregolarità in pianta ed in altezza che possono innescare effetti rotazionali e disuniformi distribuzioni delle tensioni normali e tangenziali. Tale parametro adimensionale assume il significato di rapporto critico fra accelerazione media delle masse (A) e accelerazione di gravità (g). Il calcolo esige una stima della resistenza media al taglio per trazione diagonale, che può essere ottenuta da dati sperimentali di laboratorio su tipologie analoghe.
- *I2*: rapporto adimensionale fra accelerazione media di attivazione di meccanismi fuori del piano nelle condizioni più critiche e accelerazione di gravità. Sono valutate separatamente, tramite analisi limite di diversi modelli cinematici elementari alternativi, le resistenze di pannelli verticali di muratura delle pareti esterne dell'edificio, vincolati ai solai tramite forze di confinamento, e di pannelli orizzontali, vincolati ai muri trasversali nelle zone nodali; nel caso di strisce verticali. L'accelerazione locale ai diversi piani è stimata assumendo una distribuzione proporzionale all'altezza. È richiesta una valutazione della resistenza a trazione e compressione della muratura ed inoltre delle forze di contenimento che si possono sviluppare a livello dei solai, sia per presenza di vere e proprie catene metalliche, sia per altri meccanismi resistenti, anche di tipo attritivo (ad esempio nello sfilamento di travi di solai lignei inserite nelle pareti portanti). L'analisi delle sole pareti esterne è in accordo con le osservazioni empiriche sul danneggiamento degli edifici colpiti da sisma: in setti interni oppure perimetrali a contatto con altri edifici di altezza maggiore non si attivano meccanismi di collasso fuori dal piano per strisce verticali di muratura.
- *I3*: somma pesata dei punteggi dei fattori parziali di vulnerabilità considerati nella scheda G.N.D.T. di II livello: tale valore viene normalizzato fra 0 (edificio a regola d'arte o costruito in accordo con normative antisismiche) ed 1. È un parametro empirico che tiene conto di fattori qualitativi non considerati dai parametri di calcolo e che richiama l'indice di vulnerabilità definito da (Benedetti e Petrini, 1984), peraltro scaricando quei parametri implicitamente valutati tramite i precedenti due indici.

Gli indici *I1*, *I2* e *I3*, opportunamente combinati tra loro, sono la base di partenza per la formulazione di un giudizio complessivo di vulnerabilità sismica, che tiene anche conto della qualità delle informazioni assunte alla base del calcolo. Ad ogni edificio si associano i valori degli indici calcolati tenendo conto in modo approssimato delle reciproche interazioni fra i corpi contigui; il programma, inserendo valori di accelerazione forniti dalle normative o più specifici, restituisce per gli edifici una serie di risultati che permettono un'analisi della vulnerabilità sismica. Essa può riguardare la singola unità che compone l'aggregato, l'intero isolato, o, ancora, è possibile ottenere un giudizio globale per l'insieme degli isolati considerati. Una fase successiva porta al calcolo dei valori attesi di danno grave mediante la costruzione delle curve di fragilità e il confronto dei risultati ottenuti con quelli previsti dalla scala di intensità macrosismica EMS98.

Il modello di VULNUS è quindi di tipo ibrido: i risultati del calcolo strutturale sono considerati come indicatori della vulnerabilità, da combinare con altre informazioni sintomatiche altrettanto importanti tramite tecniche di "ragionamento approssimato".

3.2 La scheda di rilievo Vulnus

Per raccogliere i dati di input da inserire nel programma, è necessario compilare la scheda di rilievo riportata in Figura 3.1. Con tali informazioni è possibile calcolare gli indici *I1* e *I2*, necessari per eseguire l'analisi di vulnerabilità. Sono di seguito indicate le varie voci della scheda e le istruzioni seguite per compilarla.

Nella sezione riguardante i dati relativi alla scheda devono essere indicati:

- il Comune e la Provincia in cui si effettua il rilievo;
- il numero della scheda, che ha lo scopo di identificare l'edificio ed il nucleo cui l'edificio appartiene;
- la data del rilievo e la squadra dei rilevatori.

La sezione riguardante l'individuazione catastale dell'edificio osservato, mediante gli identificativi di Foglio, Allegato e Mappale, presuppone che i singoli nuclei edilizi, individuati nella zona riservata all'individuazione catastale, siano suddivisi in edifici (unità strutturali) che presentano caratteristiche di omogeneità rispetto ai seguenti fattori:

- epoca di costruzione;
- altezza e volumetria;
- materiali e relativo stato di conservazione;
- tecniche costruttive;
- tipo delle fondazioni e caratteristiche del terreno.

Nel caso in cui tali fattori risultino omogenei, ma l'edificio risulti molto esteso o irregolare in pianta, può ugualmente essere conveniente suddividerlo in più edifici, che andranno considerati separatamente, tenendo conto nell'introduzione dei dati delle interazioni tra essi e delle pareti che presentano in comune.

UNIVERSITA' DI PADOVA – DIPARTIMENTO di COSTRUZIONI e TRASPORTI
 Scheda di rilievo della vulnerabilità sismica degli edifici in muratura – Versione 2002/02

Dati relativi alla scheda					Individuazione catastale								
Comune	:		Foglio	:									
Provincia	:		Allegato	:									
Scheda n.	:		Mappale	:									
Data	:												
Squadra	:												
Pianta schematica dell'edificio					Caratteristiche generali dell'edificio								
					Materiale Pareti (A)	Conservazione Materiale (B)	Numero Piani	Tipo Solai (C)	Regolarità Pianta (D)				
					Altezza Edificio (cm)	Superficie Edificio (m ²)	Orditura Solai (F)	Regolarità Impalcati (G) (piano irregolare)					
Numero cordoli perimetrali :													
Contenimento sulle pareti parallele alla direzione X Y													
Coefficiente d'Attrito μ			Numero Catene		Lunghezza prospetto (cm)		Coefficiente d'Attrito μ			Numero Catene		Lunghezza prospetto (cm)	
Caratteristiche delle pareti													
Indice Parete	Direzione Parete	Nodo Iniziale Setto	Numero Setto	Nodo Finale Setto	Spessore Piano Terra (cm)	Lunghezza Setto (cm)	Lunghezza Fori (cm)	Spalle Estremità (E)	Spessore Piano Ultimo (cm)	Piani Edificio Contiguo			

Figura 3.1 – La scheda di rilievo Vulnus

È poi riservato uno spazio per il disegno schematico della pianta più significativa dell'edificio: tale schema ha lo scopo di identificare i nodi e le pareti e non è pertanto ne-

cessario che sia disegnato in scala. Per quanto riguarda la scelta del piano cui riferire la pianta, è consigliabile assumere il piano terra, visto che la verifica della resistenza alle forze sismiche orizzontali è generalmente più gravosa a questo livello: se vi sono diversità notevoli fra i vari piani (ad esempio per la presenza di una zona porticata), specialmente in riferimento agli spessori ed alla percentuale di foratura delle pareti, è consigliabile assumere i valori medi dei piani o, in alternativa, il piano più sfavorito. È comunque opportuno indicare in ogni caso il piano assunto come piano tipo; conviene inoltre trascurare gli elementi accessori dell'edificio, quali portici, garage, ecc., che non si sviluppano per l'intera altezza del corpo principale.

Nella pianta vanno identificati con un indice i nodi, le pareti ed i setti; i nodi sono individuati dalle intersezioni delle pareti; i setti costituiscono le parti di parete comprese fra due nodi mentre le pareti sono date da uno o più setti purché allineati su una retta e contigui. Pareti collegate ad una sola estremità a muri trasversali non vanno indicate in pianta. Del loro eventuale effetto di irrigidimento sul muro trasversale si può tener conto suddividendo tale muro con un nodo fittizio in due pareti oppure in due setti della stessa parete, a seconda che l'irrigidimento sia presente da una sola parte oppure da entrambe.

Nella sezione relativa alle caratteristiche generali dell'edificio vanno presi in considerazione:

– materiale pareti

Si possono presentare edifici con pareti di diverso materiale:

- se la disuniformità è limitata e trascurabile (pareti non portanti), si assume il materiale predominante;
- se la disuniformità è importante, ma distribuita, si assume il materiale meccanicamente inferiore;
- se le pareti sono di materiale diverso ai vari piani, si assume quello del piano considerato.

Quando il materiale delle pareti dell'edificio non ricade nel catalogo delle tipologie murarie presenti nella scheda di rilievo e aventi prestabilite caratteristiche meccaniche (Tabella 3.1), è possibile aggiungere alla scheda al massimo altri 5 tipi di materiale, per descrivere altre tipologie e/o utilizzare dati sperimentali eventualmente disponibili.

Tabella 3.1 – Materiali delle pareti e relative caratteristiche meccaniche medie nel caso di muratura di buona qualità

MATERIALE	RESISTENZA [MPa]		DENSITÀ SPECIFICA [kg/m ³]
	A COMPRESSIONE	A TRAZIONE	
1) non identificato	1.5	0.08	2100
2) pietrame	2.6	0.14	2100
3) mattoni	4.0	0.22	1800
4) blocchi di cls	4.0	0.36	1200
5) blocchi di tufo	3.2	0.20	1800

In seguito, in fase di elaborazione, si potrà associare ad ognuno dei materiali aggiunti, tramite il numero di selezione, le relative caratteristiche meccaniche. Quando non si conosce il tipo di materiale costituente la muratura, il valore assunto come default per la resistenza a trazione è pari a 0.08 MPa e per la resistenza a compressione pari a 1.5 MPa.

– conservazione materiale

Tale parametro si riferisce allo stato di conservazione dell'edificio al fine di correggere la resistenza a compressione e a trazione (Tabella 3.2):

- buona: per edifici con murature in buone condizioni;
- scadente: quando l'edificio ha murature fatiscenti, in cattivo stato;
- mediocre: può essere utilizzato nei casi intermedi.

Nel caso che gli edifici contigui a quello considerato presentino materiali di qualità inferiore o in condizioni di conservazione peggiore, è opportuno assegnare un grado di conservazione peggiore.

Tabella 3.2 – Stato di conservazione del materiale

STATO DI CONSERVAZIONE DEL MATERIALE	
1) non identificato	si moltiplicano le caratteristiche meccaniche per 0.75
2) buono	si moltiplicano le caratteristiche meccaniche per 1.00
3) mediocre	si moltiplicano le caratteristiche meccaniche per 0.75
4) scadente	si moltiplicano le caratteristiche meccaniche per 0.50

– numero dei piani

Tale parametro si riferisce a tutti i piani dell'edificio ad esclusione dei piani completamente interrati su tutti i lati. Si possono presentare casi in cui l'edificio ha un numero di piani non totalmente uniforme. Come regola conviene assumere il numero di piani predominante, tralasciando eventuali sopraelevazioni locali.

– tipologia dei solai

Tale parametro individua il tipo di solai in relazione al peso per unità di superficie, alla rigidità nel suo piano e all'ammorsamento solaio-pareti (Tabella 3.3). Successivamente, in fase di calcolo, si tiene conto anche di un sovraccarico permanente $Q = 70 \text{ kg/m}^2$. Per leggero si intende un solaio in legno (tavolato singolo o doppio), al massimo con un pavimento irrigidente; per solaio in laterocemento è più opportuno considerare pesi propri a partire da 4.5 kN/m^2 e quindi il tipo di solaio a partire da “medio”. In Figura 3.2 sono riportati alcuni esempi di tipologie di solaio e i valori dei relativi pesi propri. È evidente che la scelta va fatta scegliendo il tipo di solaio che prevalentemente compare ai diversi livelli. In caso di dubbio è importante agire a favore della sicurezza, considerando la tipologia dei solai che danno minori garanzie di contrastare gli effetti dell'azione sismica.

Tabella 3.3 – Carico permanente dei solai

CARICO PERMANENTE SOLAI		
1) non identificato		G + Q = 3.7 kN/m ²
2) molto leggero (1.5 kN/m ²)	legno (anche irrigidito) putrelle e tavelloni	G + Q = 2.2 kN/m ²
3) leggero (3.0 kN/m ²)		G + Q = 3.7 kN/m ²
4) medio (4.5 kN/m ²)	laterocemento	G + Q = 5.2 kN/m ²
5) pesante (6.0 kN/m ²)		G + Q = 6.7 kN/m ²
6) molto pesante (7.5 kN/m ²)		G + Q = 8.2 kN/m ²

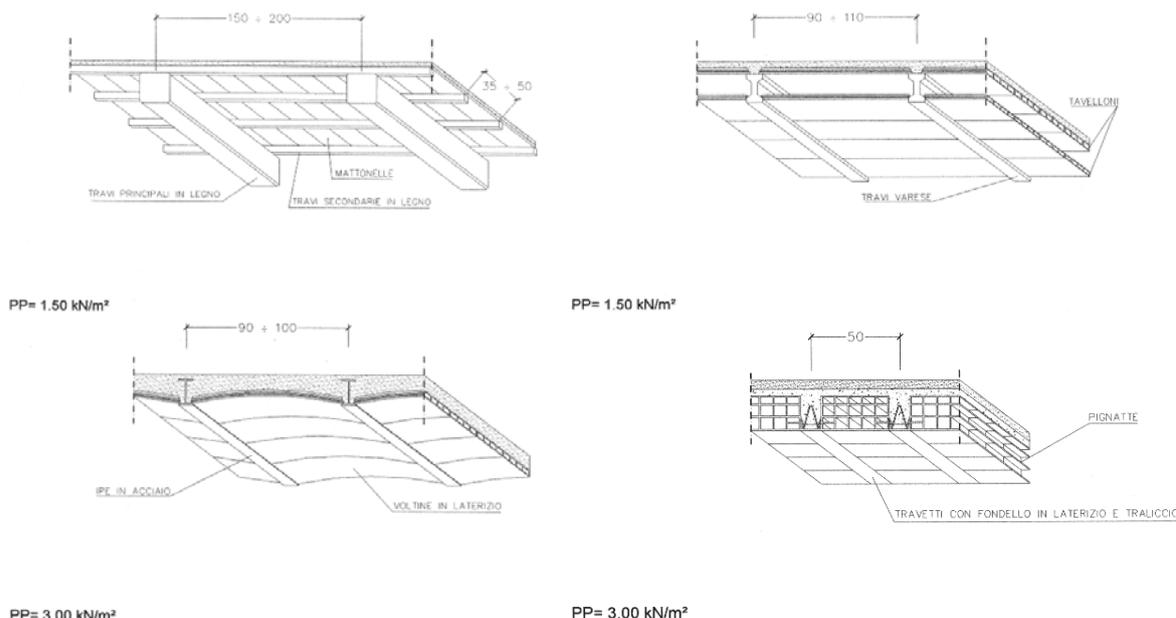


Figura 3.2 – Esempi di tipologie di solai (Bernardini, 2000)

– regolarità pianta

Nel considerare tale parametro, si deve tener conto anche della presenza di forature e della distribuzione delle masse (Tabella 3.4). Se l'edificio appartiene ad un nucleo di edifici, in ogni caso bisognerà classificare la sua pianta come irregolare. Questa informazione viene utilizzata in fase di calcolo riducendo l'area di pareti e pilastri negli edifici irregolari, dividendo l'area degli elementi resistenti per 1.1.

Tabella 3.4 – Regolarità della pianta

REGOLARITA' PIANTA
1) non identificata
2) regolare
3) irregolare

– altezza edificio

Dislivello fra il piano campagna e la linea di gronda. Anche per questa grandezza valgono le considerazioni fatte per il parametro numero di piani.

- superficie in pianta dell'edificio
Si deve tener conto dell'area misurata considerando il perimetro esterno delle pareti considerate.
- orditura dei solai
Individua la direzione di orditura prevalente degli orizzontamenti (Tabella 3.5).

Tabella 3.5 – Orditura dei solai

ORDITURA SOLAI
1) non identificata
2) direzione prevalente X
3) direzione prevalente Y
4) entrambe le direzioni

- regolarità degli impalcati
Tale parametro indica la presenza di eventuali impalcati spingenti o presentanti dei sovrappesi (Tabella 3.6): nei casi 3, 4, 5 e 6 si richiede anche di specificare il piano con irregolarità. Questa informazione serve a tenere in considerazione il collegamento tra impalcati e pareti, indispensabile per un funzionamento dell'edificio come scatola chiusa: nel caso in cui un impalcato ad un certo piano risulti inattivo sui muri paralleli ad una direzione (opzioni 3, 4 e 5), le forze di contenimento su tali muri vengono ridotte (in base alla relazione illustrata nel § 3.3.2.1); nel primo caso il parametro contenimento delle pareti viene assunto pari a zero; nel secondo caso non si applica invece alcuna riduzione alle forze di contenimento. L'opzione 6, invece, non viene utilizzata per modificare il contenimento, ma per modificare il carico unitario dei solai: nel caso in cui a un certo livello sia riconosciuto un sovrappeso, non si modificano le forze di contenimento, ma il tipo di solaio (Tabella 3.3) e quindi il suo carico unitario passa automaticamente alla classe successiva.

Tabella 3.6 – Regolarità degli impalcati

REGOLARITA' IMPALCATI
1) non identificata
2) regolare
3) inattivo al piano () sui muri paralleli alla direzione X
4) inattivo al piano () sui muri paralleli alla direzione Y
5) inattivo al piano () sui muri paralleli alle direzioni X e Y
6) sovrappeso al piano ()

- contenimento delle pareti
Il parametro indica la continuità solai - pareti nella direzione parallela ad un certo asse e definisce la forza di contenimento che i solai esercitano sui muri perimetrali: tale for-

za dipende quindi dal tipo di collegamento esistente tra pareti e solai. Tale parametro è stato analizzato nel § 3.3.2.1. Concorrono alla definizione del parametro di contenimento le tre seguenti grandezze:

- coefficiente di attrito solai - pareti parallele alle direzioni X e Y: il parametro definisce le forze di interazione tra i solai e i muri perimetrali (forze attive di confinamento dei muri); tali forze hanno dei valori diversi a seconda del tipo e della direzione di tessitura dei solai presenti e in realtà esse rappresentano essenzialmente delle forze di attrito proporzionali, mediante il coefficiente di attrito, alla forza verticale gravante in corrispondenza ai solai. Si può assumere, da studi realizzati dal G.N.D.T. su alcuni materiali ed edifici in muratura di Catania colpiti dal terremoto del 1990 (Faccioli e Pessina, 1999), che il valore di tale coefficiente vari, per impalcati piani, da 0.3 a 0.6 (Giuffrè, 1999: 0.4; Mastrodicasa 1993: 0.75; i numerosi test svolti sul programma sono comunque serviti da guida verso la scelta definitiva dei coefficienti d'attrito da adottare per le diverse categorie di solai);
- numero di catene sulle pareti parallele alle direzioni X e Y: questo tiene conto del fatto che in molti edifici in muratura, soprattutto storici, si usava inserire delle catene per collegare i muri con i solai, in modo da favorire il funzionamento a scatola chiusa; la presenza di catene fa ovviamente aumentare le forze di contenimento;
- lunghezza del prospetto in direzione X e Y: è necessario specificarla solo se sono presenti catene; in caso contrario la procedura di correzione automatica inserisce il valore 100 cm, che comunque non viene preso in considerazione dalla procedura di calcolo.

Alle varie pareti vengono associati i valori di contenimento lungo l'asse X o lungo l'asse Y secondo il seguente criterio: se l'angolo formato tra la direzione della parete e la direzione positiva dell'asse X è compreso tra -45° e $+45^\circ$ oppure tra $+135^\circ$ e $+225^\circ$, si associa alla parete il valore del contenimento lungo X, altrimenti si associa quello lungo Y.

Nella sezione relativa alle caratteristiche delle pareti vanno specificati:

- indice della parete
Individua la parete, e cioè un tratto rettilineo di muratura, non importa se con spessore variabile, che collega pareti ortogonali. Ogni parete viene suddivisa in setti, cui compete un determinato spessore e lunghezza e ogni setto è individuato da due nodi (iniziale e finale).
- angolo della parete
Tale parametro misura l'angolo in gradi formato dalla direzione positiva dell'asse X e dalla direzione della parete orientata dal nodo iniziale al nodo finale.
- nodo iniziale setto
Individua il nodo iniziale di un setto della parete. Come nodi vanno individuate le intersezioni degli assi delle pareti dell'edificio.

- numero del setto
Rappresenta il numero d'ordine del setto all'interno della parete.
- nodo finale setto
- spessore setto piano terra
Grandezza in centimetri indicante lo spessore del setto in esame al piano terra, ovvero al piano critico rilevato in pianta. Nel caso di setto in comune ad un edificio contiguo, il programma valuta una riduzione dello spessore in proporzione al numero di piani, come indicato nei § 3.3.1 e 3.3.2.4.
- lunghezza setto
Distanza in centimetri fra il nodo iniziale e finale del setto in esame.
- lunghezza fori
Somatoria in centimetri delle luci delle forature del setto in esame.
- spalle di estremità
Tale parametro ha lo scopo di dare delle informazioni sull'eventualità che le aperture del setto in esame indeboliscano uno o entrambi i nodi estremali: con riferimento alle Norme Tecniche Italiane, un nodo si considera indebolito se la larghezza delle spalla fra questo e il foro è minore della metà della luce del foro stesso (Tabella 3.7). Deve inoltre essere valutata l'eventuale mancanza di ammorsamenti o presenza di indebolimenti, dovuti a canne fumarie o alla presenza di lesioni verticali in prossimità dei nodi.

Tabella 3.7 – Spalle di estremità

SPALLE DI ESTREMITA'
1) non identificate
2) spalle regolamentari
3) spalla iniziale non regolamentare
4) spalla finale non regolamentare
5) spalle non regolamentari

- spessore setto ultimo piano
Grandezza in centimetri indicante lo spessore del setto in esame, in corrispondenza del piano più alto.
- numero piani edificio contiguo
Il parametro numero dei piani dell'edificio contiguo serve a stabilire se il setto è condiviso con un edificio contiguo, se è interno o se è perimetrale; nell'analisi di ogni edificio, per ogni setto, si deve indicare:
 - 0 per setti perimetrali isolati, non contigui ad altri edifici (si assume tale valore anche nel caso in cui la contiguità tra gli edifici interessa meno di metà della lunghezza del setto);
 - -1 per setti interni o comuni ad altri edifici di altezza maggiore o uguale;

- il numero di piani nc dell'edificio contiguo per setti comuni ad altri edifici aventi altezza inferiore.

Assegnando il valore negativo (-1) a questo parametro, si escludono alcuni setti dal numero di quelli da considerare per il calcolo della resistenza massima fuori del piano del sistema di pareti (parametro $I2$).

3.3 Modelli cinematici elementari

I modelli cinematici elementari considerati da Vulnus possono essere suddivisi in due gruppi: il primo comprende i meccanismi di rottura dei setti nel piano (resistenza al taglio), mentre il secondo considera quei meccanismi che portano i setti a rottura fuori piano. Se il primo gruppo è fortemente condizionato dalla resistenza della muratura, il secondo è governato dall'efficienza delle connessioni tra setto e setto e tra setto e solaio: generalmente sono i meccanismi appartenenti al secondo gruppo che portano al collasso.

3.3.1 Meccanismo di rottura nel piano

Le ipotesi considerate da Vulnus sono:

- distribuzione uniforme delle masse (comprese quelle dei solai) lungo l'altezza;
- distribuzione dell'accelerazione proporzionale all'altezza;
- pareti parallele alla direzione del sisma soggette, a favore di sicurezza, all'intera azione orizzontale ad esse trasferita attraverso i meccanismi di resistenza flessionale delle pareti ortogonali collegate attraverso i solai.

Per ciascuna delle due direzioni principali dell'edificio, il programma valuta il rapporto fra il valore critico dell'accelerazione orizzontale media sulle masse dell'edificio e l'accelerazione di gravità come il rapporto tra il taglio alla base e il peso totale dell'edificio. Tale grandezza, secondo un criterio di resistenza al taglio delle pareti basato su prove sperimentali, viene valutata con la formula:

$$\frac{V}{W} = \frac{\left(\frac{f_t}{1.5} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_t}} \cdot F_t \cdot \frac{k_1}{k_2} \right)}{W} \quad (3.1)$$

dove:

- f_t è la resistenza media a trazione della muratura (circa uguale a $1.5 \tau_k$);
- F_t è la superficie totale della muratura in pianta, depurata dai fori, in corrispondenza al piano terra;
- k_1 è il rapporto tra la superficie dei muri paralleli alla direzione del sisma e la superficie totale F_t ;
- k_2 è il coefficiente di amplificazione della sollecitazione tangenziale dipendente dagli effetti di eccentricità delle masse rispetto alla distribuzione in pianta dei muri, ovvero anche dalle disuniformità collegate ai meccanismi di redistribuzione delle forze orizz-

zontali tra le varie pareti: viene assunto pari a 1.0 per edifici essenzialmente regolari e pari a 1.1 per edifici dei quali si è classificata la pianta come irregolare;

– σ_0 è la tensione media verticale sui muri paralleli alla direzione del sisma:

$$\sigma_0 = \frac{W}{F_t} = \gamma_s \cdot h \cdot n \cdot \left(\frac{F_t''}{F_t} + \frac{q}{\gamma_s \cdot h \cdot f_i} \right) \quad (3.2)$$

dove:

- n è il numero dei piani;
- q è il carico per unità di superficie del solaio nella situazione sismica;
- f_i è il rapporto tra la superficie dei muri F_t e la superficie utile coperta in pianta dall'edificio;
- γ_s è il peso specifico della muratura;
- h è il valore medio dell'altezza di piano;
- F_t'' è il valore medio della superficie totale delle murature, depurata dai fori.

La semplificazione consiste nel supporre, come detto, uniformemente distribuito su tutti i muri il carico verticale. L'errore così introdotto è abbastanza piccolo per la tipologia considerata, in quanto la tensione verticale σ_0 sui muri dipende in modo prevalente dal peso proprio della muratura, anche considerando unidirezionale (il che non corrisponde alla realtà) l'orditura dei solai e trascurando la capacità di trasmissione di sforzi tangenziali tra murature a diverso livello di tensione verticale. Se si pone:

$$\frac{V}{W} = \frac{f_t}{1.5 \cdot \sigma_0} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_t} \cdot \frac{k_1}{k_2}}$$

è possibile scrivere una formulazione parametrica che consente di separare gli effetti geometrici collegati alla forma della pianta, dall'effetto collegato al numero di piani:

$$\frac{V}{W} = Q \sqrt{\frac{1}{4} + \frac{1}{6 \cdot Q}} \quad (3.3)$$

con:

$$Q = \frac{P_1 \cdot P_2 \cdot P_3}{n}$$

$$\text{dove: } p_1 = \frac{f_t}{1.5 \cdot \gamma_s \cdot h}, \quad p_2 = \frac{1}{\frac{F_t''}{F_t} + \frac{q}{\gamma_s \cdot h \cdot f_i}}, \quad p_3 = 4 \left(\frac{k_1}{k_2} \right)^2 \cdot \frac{1 + \sqrt{1 + 9 \left(\frac{V}{W} \cdot \frac{k_1}{k_2} \right)^2}}{1 + \sqrt{1 + 36 \left(\frac{V}{W} \right)^2}}$$

Il parametro I_1 è il minore dei due valori V / W calcolati con *Vulnus* per le due sezioni principali dell'edificio:

$$I_1 = \min \left(I_{1x} = \frac{V_x}{W}; I_{1y} = \frac{V_y}{W} \right) \quad (3.4)$$

Nel caso di nuclei di edifici, i setti in comune a due edifici devono contribuire alla resistenza al taglio di entrambi: si ipotizza che ciò avvenga proporzionalmente alla quota di carico loro applicata dagli edifici contigui, e cioè approssimativamente in modo proporzionale al numero di piani. Pertanto si riduce lo spessore della muratura delle pareti contigue a edifici di pari o minore altezza proporzionalmente ai carichi di competenza.

Quindi, nei casi in cui si pone come numero di piani dell'edificio contiguo $nc = -1$ (setti comuni ad altri edifici di altezza maggiore o uguale), se si indica con st ed st' lo spessore totale alla base ed all'ultimo piano di un setto di un edificio di n piani comune con un edificio avente nc piani, i corrispondenti spessori per la verifica al taglio dell'edificio di n piani sono:

$$\text{spessore modificato al piano terra } s = \frac{n \cdot st}{nc + n} \quad (3.5)$$

$$\text{spessore modificato al piano ultimo } s' = \frac{st'}{2 + nc - n} \quad (3.6)$$

Nel caso di edificio contiguo più basso vanno invece indicati gli spessori reali totali sia a piano terra che all'ultimo piano: in questo caso, infatti, Vulnus svolge in automatico la riduzione degli spessori al piano terra; per l'ultimo piano si considera invece $s' = st'$.

3.3.2 Meccanismi di rottura fuori del piano

Si sono individuati dei cinematismi relativi a strisce verticali e orizzontali di muratura e per ognuno di questi si è calcolato il rapporto tra l'accelerazione media orizzontale che attiva il meccanismo e l'accelerazione di gravità. Quindi, considerando che una stessa parete si può pensare formata da un certo numero di strisce verticali o, in modo equivalente da un certo numero di strisce orizzontali, si è deciso di sommare i due contributi di resistenza:

- I_2' considera la resistenza di strisce verticali di muratura larghe 1m semplicemente appoggiate (senza resistenza a trazione) sulla fondazione e sui muri trasversali o vincolate ai solai;
- I_2'' considera la resistenza ad arco o a trave di strisce orizzontali di muratura vincolate alle pareti trasversali (parallele alla direzione del sisma).

L'indice I_2 , indicativo della resistenza fuori piano dell'edificio corrisponde al valore minore delle somme $I_2' + I_2''$ calcolate per le varie pareti. Nel calcolo dei due contributi si assume:

- una distribuzione delle masse, comprese quelle dei solai, uniforme sull'altezza, corrispondente ad un peso specifico equivalente:

$$\gamma_e = \gamma_s \cdot (1 - p_f) + \frac{q}{h \cdot f_i} \quad (3.7)$$

dove p_f è la percentuale di foratura delle pareti (parametro valutato per ogni setto sulla base delle lunghezze di foratura rilevate al piano inferiore o critico e del valore assunto

per l'altezza dei fori, generalmente metà dell'altezza di interpiano h , supponendo inoltre costante la percentuale di foratura ai vari piani);

- le accelerazioni siano proporzionali alla quota rispetto al piano campagna (piano inferiore nel caso di terreno in pendenza).

Le verifiche a rottura, per ogni parete, vengono a dipendere dai parametri adimensionali.

$$c_1 = \frac{f_t}{\gamma_e \cdot h}, \quad c_2 = \frac{f_c}{\gamma_e \cdot h} \quad (3.8)$$

dove f_c ed f_t sono i valori medi della resistenza a trazione e a compressione della muratura, eventualmente ottenibile mediante prove sperimentali.

I meccanismi che verranno descritti possono essere suddivisi in due gruppi: meccanismi globali, che coinvolgono una parete alta quanto l'intero edificio e che si possono attivare nel caso in cui le forze di contenimento che legano le pareti verticali ai solai non siano molto elevate; meccanismi locali, che coinvolgono strisce verticali di parete alte quanto un piano e che si attivano quando i collegamenti con i solai impediscono i collassi globali. I meccanismi locali saranno applicati all'ultimo piano, dove le forze sismiche, secondo la schematizzazione di Vulnus, hanno la massima intensità.

3.3.2.1 Le forze di contenimento

Nella versione originale di Vulnus, l'effetto stabilizzante dei solai e di eventuali incatenamenti veniva fatto corrispondere, per ciascuna delle direzioni principali dell'edificio, ad una forza di contenimento applicata al livello di ogni impalcato di valore medio pc per unità di lunghezza, e variabile linearmente con l'altezza dell'impalcato.

Il valore di pc veniva valutato sulla base delle indicazioni della scheda di rilievo sommando il contributo del contenimento dei solai sui muri (ad esempio per solai in legno si suggeriva il valore di 1 kN/m) ed il contributo di forze concentrate corrispondenti alla resistenza delle eventuali catene rilevate (16 kN, in assenza di più precise informazioni).

Il valore di pc così ottenuto veniva ridotto al valore di p' (eventualmente anche negativo) per tener conto di situazioni particolari quali:

- presenza di spinte sulle murature per effetto di azioni verticali;
- presenza di livelli di impalcato senza diaframma.

Il parametro regolarità degli impalcati indica, infatti, la presenza di eventuali impalcati spingenti o presentanti dei sovrappesi (Tabella 3.6): questa informazione serve per tenere conto del collegamento tra impalcati e pareti.

La riduzione ($pc - p'$) veniva valutata in funzione della forza F instabilizzante applicata al piano i -esimo uguagliando i momenti alla rotazione della parete:

$$F \cdot i \cdot h = (pc - p') \cdot n \cdot \frac{2}{3} nh \Rightarrow pc - p' = F \cdot \frac{3 \cdot i}{2 \cdot n^2} \Rightarrow p' = pc \cdot \left(1 - \frac{3 \cdot i}{2 \cdot n^2}\right) \quad (3.9)$$

dove:

F è la forza di contenimento pc , modificata in funzione della regolarità degli impalcati;

i è il piano i -esimo al quale è applicata la forza F , cioè il piano con irregolarità;

h è il valore medio dell'altezza di piano;

n è il numero dei piani dell'edificio.

La forza puntuale di 16 kN, che viene considerata come forza resistente media di ogni tirante, veniva moltiplicata per il numero di tiranti presenti, dopodiché veniva distribuita uniformemente su tutta la parete (su tutti i piani della parete e su tutta la lunghezza del prospetto). Il contenimento dovuto ai tiranti quindi veniva calcolato, in relazione alle pareti parallele alla direzione X e a quelle parallele alla direzione Y, secondo la formula:

$$pc^{tiranti} = \frac{16 \cdot n^{\circ}tiranti}{l_{prospetto}} \cdot \frac{1}{n} \quad (3.10)$$

Per quanto riguarda le forze di contenimento che i solai esercitano sui muri perimetrali, hanno dei valori diversi a seconda della direzione di tessitura dei solai. Tali valori (pc^{solai}) venivano inseriti dall'utente, per la direzione parallela all'asse X e per la direzione parallela all'asse Y.

Si eseguiva poi la somma dei contributi appena menzionati, ottenendo pc :

$$pc = pc^{tiranti} + pc^{solai} \quad (3.11)$$

Il programma procedeva alla modifica di tale valore in funzione della irregolarità degli impalcati, ovvero della presenza di impalcati con diaframma inattivo in qualche direzione (contenimento complessivo ridimensionato). La forza di contenimento pc veniva infatti ridotta al valore p' , che era l'incognita: il programma calcolava la differenza ($pc - p'$) e provvedeva all'aggiornamento della forza di contenimento sottraendole la vecchia forza pc .

Viene a questo punto applicato l'equilibrio alla rotazione della parete attorno alla cerniera posta alla base, contrapponendo l'azione ribaltante del sisma, a quella stabilizzante del peso della parete e delle forze di contenimento.

Successivamente la versione originaria di Vulnus è stata integrata con altri meccanismi resistenti che non erano presi in considerazione nella versione originale del programma (Facedo, 2001): il modello elementare che risultava assente e allo stesso tempo compatibile con la struttura del programma è quello che studia una parete trattenuta al ribaltamento globale fuori piano dalla presenza di un cordolo perimetrale.

Il meccanismo introdotto aggiunge alle forze di contenimento complessivo quella che eserciterebbe la presenza di una corona completa di cordolo sulla muratura, dato che essa può migliorare l'effetto scatolare della struttura ed incrementare le forze che contrastano l'azione del sisma, riducendo la possibilità di ribaltamento verso l'esterno delle pareti investite ortogonalmente al loro piano dall'azione sismica.

Il cordolo deve essere completo: per essere rilevato come tale, quindi, esso deve essere presente attorno all'intero edificio e non solo per un tratto al di sopra di una sola parete, a meno che non siano presenti dei tiranti ortogonali che vincolano il cordolo, così da garantire effettivamente un'azione di contenimento. Non si considera invece esistente, a favore di

sicurezza (si ipotizza, come spesso accade nella pratica, una realizzazione non a regola d'arte del cordolo), un perfetto ammorsamento (e cioè un collegamento rigido) tra il cordolo e la muratura sottostante. L'azione di contenimento si trasmette quindi alla muratura grazie all'attrito che si esplica al contatto tra questa e il cordolo sovrastante: il meccanismo di ribaltamento è quindi contrastato dal cordolo grazie all'attrito.

Con l'introduzione del meccanismo che tiene conto della presenza dei cordoli perimetrali a livello dei solai si è potuta pertanto sostituire l'azione di confinamento dei solai con la forza d'attrito esercitata sulla sezione considerata dal peso dei piani sovrastanti tra le superficie muro - solaio, considerando a tal scopo le diverse tipologie di orizzontamenti.

La forza dei tiranti, di tipo localizzato, viene distribuita uniformemente su tutta l'altezza ottenendo la forza $pc^{tiranti}$ seguendo la stessa procedura della versione originale del programma.

La forza d'attrito provocata dalla presenza del cordolo (o del solo attrito solaio - parete, nel caso il cordolo non ci sia) ha una distribuzione inversamente proporzionale all'altezza, poiché il peso dei carichi sovrastanti diminuisce con lo scalare dei piani. In particolare, la distribuzione è trapezoidale, con il valore maggiore della forza a ridosso del primo impalcato pari a P_{max} , la forza minore a ridosso dell'ultimo (il peso che si usa per trovare la forza è solamente quello della copertura) pari a P_{min} . Tale azione viene, analogamente al caso del tirante, distribuita uniformemente sull'intera altezza ottenendo una forza $pc^{cordolo}$ o pc^{solai} .

Sia i tiranti che l'effetto contenitivo dei cordoli e dei solai sono sottoposti a deformazioni maggiori alla alte quote rispetto al piano di campagna e, quindi, entrambi rispondono all'azione sismica con forze maggiori in quella determinata zona. Da qui deriva che il comportamento di risposta avrà un andamento lineare crescente sia per $pc^{tiranti}$ che per pc^{solai} o per $pc^{cordolo}$.

Si esegue la somma dei contributi appena menzionati, ottenendo così il valore complessivo pc :

$$pc = pc^{tiranti} + pc^{solai} \quad \text{oppure} \quad pc = pc^{tiranti} + pc^{cordolo} \quad (3.12)$$

Come per la versione originaria, il programma procede alla modifica di tale valore in funzione della irregolarità degli impalcati, ovvero della presenza di impalcati con diaframma inattivo in qualche direzione. La forza pc viene infatti ridotta al valore incognito p' : il programma calcola la differenza $(pc - p')$ in funzione della forza F destabilizzante applicata al piano i -esimo e provvede all'aggiornamento della forza di contenimento sottraendole la vecchia forza pc .

Grazie all'introduzione di questo modello è possibile calcolare non solo la forza prodotta dalla presenza del cordolo, ma anche quella dovuta all'interazione solaio-muratura, nel caso di assenza di cordolo. Precedentemente, tale forza di contenimento solaio - parete non era calcolata, ma era un valore dato in input, inserito dall'utente, un elemento puntuale costante (uguale in ogni piano) e proporzionale solo alle reazioni che il peso del solaio presente generava.

La forza d'attrito viene ora valutata moltiplicando il coefficiente d'attrito μ per la forza effettivamente gravante sulla sezione in esame e dovuta al peso di tutti gli elementi sovrastanti (legata quindi alle caratteristiche dell'edificio stesso). Si deve agire quindi sui coefficienti d'attrito μ per differenziare i casi di presenza o assenza di cordolo, i quali coinvolgono materiali diversi. Nel caso della presenza di cordolo viene considerato un coefficiente di attrito $\mu = 0.6$, che il programma considera senza nessun inserimento esterno.

In precedenza, per inserire il valore della forza di contenimento solaio - parete, veniva considerata la direzione di orditura prevalente dei solai quale ulteriore parametro discriminante. Una volta stabilita cioè la direzione principale e quindi la direzione dei muri più caricati (ortogonali alla direzione del solaio), la forza di contenimento poteva assumere per essa un determinato valore e per la direzione secondaria un altro. In questa versione si è fatto in modo che, anche per il coefficiente d'attrito, si possa compiere questa differenziazione. In caso di assenza di cordolo, è suggerito, nel caso della presenza di una direzione prevalente di orditura, considerare $\mu = 0.3$ per la direzione principale e $\mu = 0.1$ per quella secondaria. Questi ultimi valori possono essere inseriti e differenziati dall'utente in base alle diverse tipologie e materiali componenti il solaio considerato (ad esempio, valori inferiori nel caso di solai in legno e maggiori nel caso di solai in laterocemento).

Per solai bidirezionali o di cui non si è identificata l'orditura (Tabella 3.5), si può assumere un coefficiente di attrito μ uguale nelle due direzioni e, ad esempio, in prima approssimazione, pari alla media dei valori ipotizzati per quella tipologia di solaio nel caso monodirezionale.

Sono stati tenuti presenti due casi particolari:

- il primo riguarda la presenza di un solo piano nell'edificio. Questo comporta la formazione di una forza dovuta all'unico eventuale cordolo presente, che è concentrata sull'impalcato sotto la copertura. Non ci sarà, quindi la distribuzione trapezoidale e non verrà applicato il modello sopra descritto. Tale forza verrà semplicemente sommata alla forza dovuta ad eventuali incatenamenti;
- il secondo riguarda la presenza non uniforme del cordolo su tutti i piani. In questo caso viene applicato il modello del cordolo, ma con una correzione al coefficiente d'attrito. Il fatto che il cordolo non sia su tutti i piani, ma solo su alcuni di essi, rende non vera la distribuzione trapezoidale dal primo impalcato all'ultimo. Per tener conto di tale irregolarità, si dovrebbe considerare un numero di combinazioni troppo elevato; si agisce, quindi, ancora una volta, sul coefficiente d'attrito. Si considera una redistribuzione trapezoidale fittizia come se il cordolo fosse presente in ogni piano, ma poiché la forza media sarà indubbiamente inferiore si apporta una redistribuzione di $\mu = 0.6$, moltiplicandolo per il rapporto fra il numero di cordoli e il numero di piani dell'edificio:

$$\mu_c = \mu \frac{n^{\circ} \text{cordoli}}{n} \quad (3.13)$$

Il coefficiente di calcolo (μ_c) abbassa così il valore delle forze e permette il calcolo col nuovo modello. In questo modo gli indici, che sono influenzati dal valore della forza d'attrito, variano al variare del numero di cordoli presenti.

Il modello di calcolo ha un limite nel caso in cui si abbia presenza di cordolo solo sulla metà dei piani che formano l'edificio. In tale caso infatti, il coefficiente $\mu = 0.6$ viene ridotto della metà del suo valore e quindi si trova un coefficiente $\mu = 0.3$, che è lo stesso che viene considerato, nel caso di assenza di cordolo, nella direzione principale di orditura dell'impalcato. Si ottengono quindi indici uguali in questo caso: tali risultati potrebbero indicare che la presenza puntuale della forza di contenimento del cordolo solo su alcuni impalcati, crea una situazione disuniforme delle forze che contrastano l'azione sismica e quindi una nuova irregolarità che, come è noto, non giova ad una buona azione resistente all'azione sismica.

3.3.2.2 Cinematismi per strisce verticali profonde 1m

3.3.2.2.1 Ribaltamento globale del muro

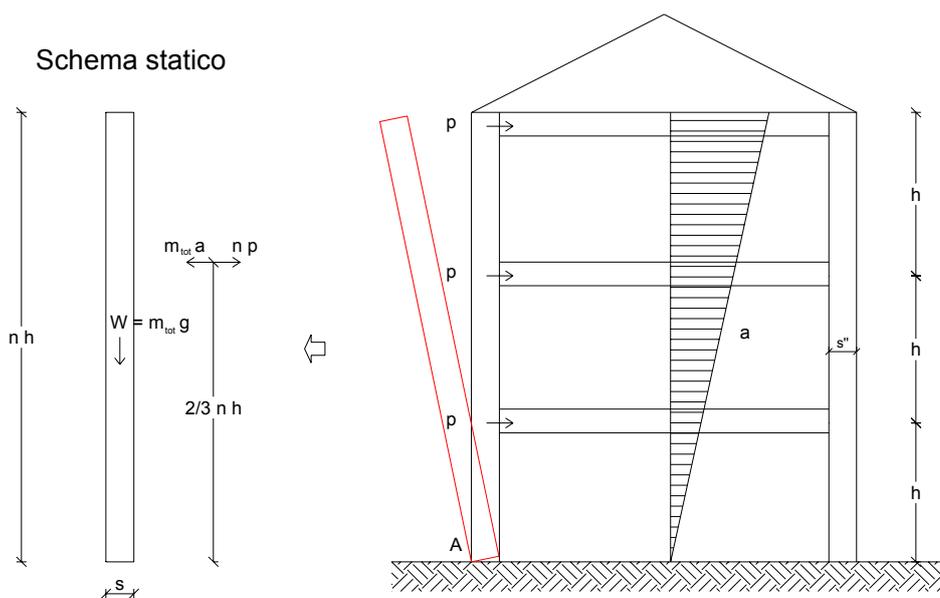


Figura 3.3 – Meccanismo di ribaltamento globale del muro

Dalla Figura 3.3 si nota come la parete, appoggiata inferiormente, sia soggetto all'azione instabilizzante della forza sismica (a è il valore critico dell'accelerazione media sulla massa per unità di larghezza di parete W / g)

$$F_{sisma} = m_{tot} \cdot a = \frac{W}{g} \cdot a$$

e all'azione stabilizzante del peso proprio (s'' è lo spessore medio sull'altezza) e del contenimento dei solai:

$$W = \gamma_e \cdot s'' \cdot nh \cdot 1m, \quad F_{contenimento} = \sum_{i=1}^n p_i = np \cdot$$

L'equazione dell'equilibrio alla rotazione attorno all'appoggio (s è lo spessore al piano di fondazione) è:

$$\frac{W}{g} \cdot a \cdot \frac{2}{3} nh = np \cdot \frac{2}{3} nh + W \frac{s}{2},$$

da cui:

$$I_2' = \frac{a}{g} = \frac{np}{W} + \frac{3}{4} \cdot \frac{s}{nh} = 0.75 \cdot \frac{c_3}{n} + \frac{c_8}{c_3''} \quad (3.14)$$

$$\text{con: } c_3 = \frac{s}{h} \quad c_3'' = \frac{s''}{h} \quad c_8 = \frac{p}{\gamma_e \cdot h^2}$$

Si osserva in particolare che la verifica al ribaltamento è indipendente dal valore di resistenza della muratura.

3.3.2.2 Ribaltamento o rottura a flessione del muro all'ultimo piano

Per pressioni di contenimento p' piuttosto alte il valore di I_2' resta limitato dalla verifica per ribaltamento o rottura nella sezione di mezzeria del piano più alto, avente spessore s' , considerando per semplicità che l'accelerazione (e quindi il carico distribuito) all'ultimo piano sia costante (la risultante della forza sismica agisce così a metà dell'interpiano) e pari a quella media:

$$a' = a \cdot \frac{2n-1}{n} = 2 \cdot a \cdot \frac{n-0.5}{n}.$$

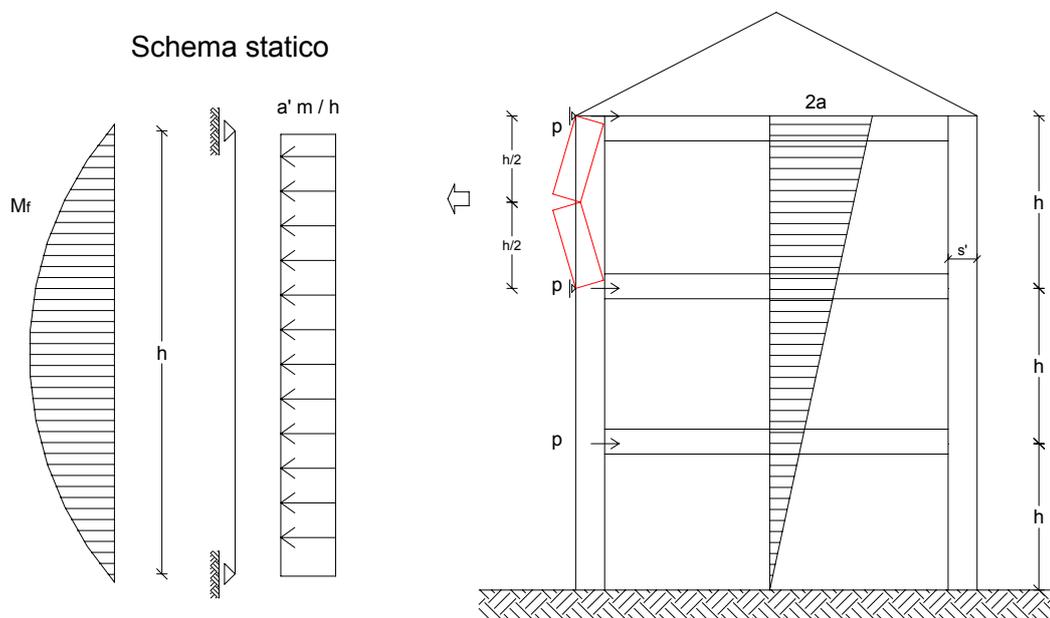


Figura 3.4 – Meccanismo di ribaltamento o rottura a flessione del muro all'ultimo piano

Dalla Figura 3.4 si nota come la parete sia schematizzata come trave in semplice appoggio al solaio di copertura e a quello all'ultimo piano (non vincolata quindi ai muri trasversali) soggetta a flessione semplice (per semplicità e a favore di sicurezza si trascura l'effetto

stabilizzante dello sforzo normale dovuto al peso): la sezione critica quindi quella di mezzeria.

Nel caso di ribaltamento il momento ribaltante prodotto dalla forza sismica vale:

$$M_{rib} = \frac{1}{8} q \cdot h^2 \quad \text{dove: } q = m_{tot} \cdot a \cdot \frac{2n-1}{n} \cdot \frac{1}{h} = \frac{W}{g} \cdot a \cdot \frac{2n-1}{n} \cdot \frac{1}{h};$$

tale momento viene contrastato dal momento stabilizzante:

$$M_{stab} = \frac{W}{2} \cdot \frac{s'}{2}.$$

L'equazione di equilibrio è:

$$\frac{1}{8} \cdot \frac{W}{g} \cdot a \cdot \frac{2n-1}{n} \cdot \frac{1}{h} \cdot h^2 = \frac{W}{2} \cdot \frac{s'}{2}$$

e quindi risulta

$$I_2' = \frac{a}{g} = \frac{s'}{h} \cdot \frac{2n}{2n-1} = \frac{c_3' \cdot n}{n-0.5} \quad (3.15)$$

con: $c_3' = \frac{s'}{h}.$

Nel caso di flessione, la condizione di rottura si ha quando nella sezione più caricata, che approssimativamente si identifica con quella a metà interpiano (non sarebbe così, essendo lo stato tensionale di pressoflessione), si raggiunge la tensione massima di trazione. In effetti nella sezione di mezzeria agiscono sulla trave il momento ribaltante indotto dalla forza instabilizzante uniformemente distribuita, che si può esprimere come nel caso precedente:

$$M_{rib} = \frac{1}{8} q \cdot h^2 \quad \text{dove: } q = m_{tot} \cdot a \cdot \frac{2n-1}{n} \cdot \frac{1}{h} = \frac{W}{g} \cdot a \cdot \frac{2n-1}{n} \cdot \frac{1}{h};$$

e lo sforzo normale, dato dalla forza peso e variabile lungo la trave, che in mezzeria vale:

$$\frac{W}{A} = \frac{\gamma_e \cdot s' \cdot \frac{h}{2} \cdot 1m}{s' \cdot 1m} = \gamma_e \cdot \frac{h}{2}.$$

Pertanto, scrivendo l'equazione di Navier, si ha:

$$f_t = -\frac{N}{A} + \frac{M}{W_{res}} = -\frac{W}{s' \cdot 1m} + \frac{\frac{1}{8} \cdot \frac{W}{g} \cdot a \cdot \frac{2n-1}{n} \cdot \frac{h^2}{h}}{s'^2 / 6}$$

e quindi risulta

$$I_2' = \frac{a}{g} = \frac{s'}{h} \cdot \frac{2n}{2n-1} \left(\frac{1}{3} + \frac{2}{3} \frac{f_t}{\gamma_e h} \right) = \frac{c_3' \cdot n}{n-0.5} \left(\frac{1}{3} + \frac{2}{3} c_1 \right) \quad (3.16)$$

Quindi per ribaltamento o rottura nella sezione di mezzeria del piano più alto si considera:

$$I_2' = \frac{s'}{h} \cdot \frac{2n}{2n-1} \cdot \max \left(1 ; \frac{1}{3} + \frac{2}{3} \frac{f_t}{\gamma_e h} \right) = \frac{c_3' \cdot n}{n-0.5} \cdot \max \left(1 ; 2 \cdot \frac{c_1}{3} + \frac{1}{3} \right) \quad (3.17)$$

A questo punto, calcolato il coefficiente di collasso per i tre cinematismi di strisce verticali di pareti, si pone I_2' pari al rapporto a/g del meccanismo che si attiva per primo, individuato così come illustrato di seguito:

$$I_2' = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.75 \cdot \frac{c_3}{n} + \frac{c_8}{c_3''} \\ \frac{c_3' \cdot n}{n-0.5} \cdot \max \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ 2 \cdot \frac{c_1}{3} + \frac{1}{3} \end{array} \right. \end{array} \right. \quad (3.18)$$

3.3.2.3 Cinematismi per strisce orizzontali alte 1m

Per ogni parete le strisce orizzontali sono suddivise in campate, di lunghezza l , vincolate in punti nodali alle pareti trasversali (ma non ai solai) e resistenti alle azioni ortogonali:

- come travi incastrate ai nodi stessi fino al limite della resistenza a trazione delle muratura (valore critico dell'accelerazione a_1);
- secondo il meccanismo ad arco con freccia nello spessore della muratura, fino al limite del cedimento per compressione o per ribaltamento delle spalle dell'arco (valore critico dell'accelerazione a_2);

In entrambi i casi va inoltre verificata in ogni nodo la resistenza al distacco delle strisce dalle pareti trasversali (valore critico dell'accelerazione a_3). Non risulta invece mai limitativa, con i valori geometrici e di resistenza dei materiali praticamente significativi, la resistenza al taglio delle strisce orizzontali.

L'indice I_2'' per ogni parete è fornito dalla relazione:

$$I_2'' = \frac{\min(\max(a_1; a_2); a_3)}{g} \quad (3.19)$$

3.3.2.3.1 Meccanismo di rottura a flessione all'ultimo piano

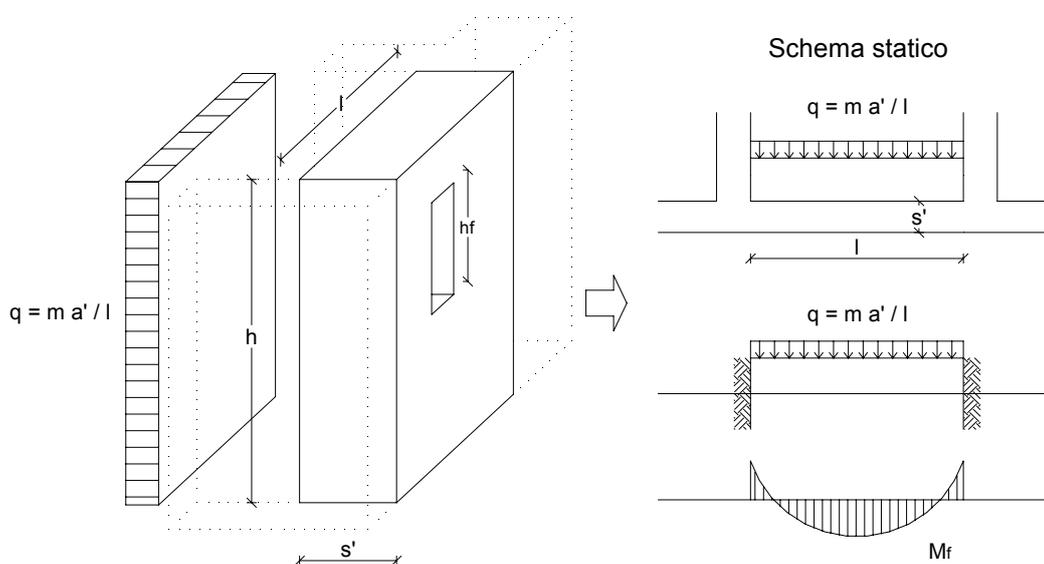


Figura 3.5 – Meccanismo di rottura a flessione del muro all'ultimo piano

Per il limite a flessione di una striscia di spessore s' al piano più alto, si nota come in presenza di aperture nel muro, la sezione resistente della striscia orizzontale di muro diventa un rettangolo di dimensioni $s' \cdot (l - c) \cdot h$, dove si è indicato con $c = h_f / h$ il rapporto fra l'altezza dei fori e l'altezza di piano in prossimità del nodo (c viene assunto pari a 0.5). Tuttavia in corrispondenza dei giunti con le pareti ortogonali non ci sono aperture e quindi la sezione resistente della striscia orizzontale è un rettangolo di dimensioni $s' \cdot h$. Per quanto riguarda i vincoli si assume che il collegamento con i muri di controvento sia dato da un incastro rigido, per cui si ottiene il diagramma di momento illustrato in Figura 3.5. Con tale diagramma il momento massimo si ha all'incastro e vale $1/12 \cdot q \cdot l^2$, mentre in mezzeria vale $1/24 \cdot q \cdot l^2$. Considerando che la sezione resistente è diversa in corrispondenza dei giunti con le pareti ortogonali e in mezzeria (dove si considera un'espressione approssimata per W_{res}), la sezione critica non è a priori nota e quindi la condizione che porta a fessurazione è:

$$f_t = \frac{M}{W_{res}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{12} \cdot \frac{W}{g} \cdot a \cdot \frac{2n-1}{n} \cdot \frac{l^2}{l} \\ \frac{h \cdot s'^2}{6} \end{array} \right. \rightarrow \text{fessurazione agli incastri}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{1}{24} \cdot \frac{W}{g} \cdot a \cdot \frac{2n-1}{n} \cdot \frac{l^2}{l} \\ \frac{(1-c) \cdot h \cdot s'^2}{6} \end{array} \right. \rightarrow \text{fessurazione in mezzeria}$$

A favore di sicurezza Vulnus svolge il calcolo considerando in una sola formula il numeratore massimo e il denominatore minimo:

$$f_t = \frac{M}{W_{res}} = \frac{1}{12} \cdot \frac{W}{g} \cdot a \cdot \frac{2n-1}{n} \cdot \frac{l^2}{(1-c) \cdot h \cdot s'^2} \cdot \frac{1}{6}$$

Andando a esplicitare a/g si trova:

$$I_2'' = \frac{a}{g} = \frac{a_1}{g} = \frac{s' \cdot (1-c) \cdot h}{l^2} \cdot \frac{2n}{2n-1} \cdot \frac{f_t}{\gamma_e \cdot h} = c_1 \cdot c_4 \cdot \frac{n}{n-0.5} \quad (3.20)$$

$$\text{con: } c_4 = \frac{s' \cdot (1-c) \cdot h}{l^2}$$

3.3.2.3.2 Meccanismo di rottura a compressione dell'arco all'ultimo piano

Dalla Figura 3.6 si nota come all'interno di un muro soggetto all'azione sismica si assume che si formi un arco resistente di spessore pari a $1/5$ dello spessore del muro e freccia $f = 4/5 \cdot s'$. In questo meccanismo si ha rottura della sezione in chiave dell'arco per superamento della tensione massima di compressione: per l'equilibrio tale sezione risulta sollecitata con uno sforzo normale $N = H' = H$ che dà delle tensioni di compressione uniformemente

distribuite su un'area pari a $0.2 \cdot s'$. Nel caso di un arco caricato con un carico q uniformemente distribuito:

$$H = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot f} = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot (0.8 \cdot s')} = \frac{q \cdot l^2}{6.4 \cdot s'}$$

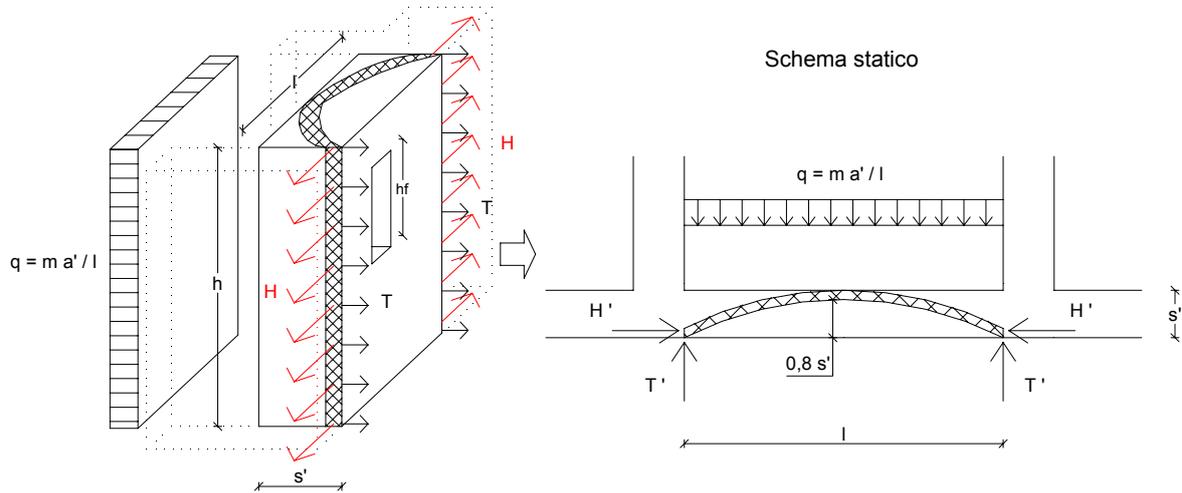


Figura 3.6 – Meccanismo di rottura a compressione dell'arco

Pertanto, scrivendo l'equazione di Navier per la sezione di verifica:

$$f_c = \frac{N}{A} = \frac{1}{0.2 \cdot s'} \cdot \frac{W}{g} \cdot a \cdot \frac{2n-1}{n} \cdot \frac{l^2}{l}$$

Andando a esplicitare a/g si trova:

$$I_2'' = \frac{a}{g} = \frac{a_2}{g} = 0.64 \cdot \frac{f_c}{\gamma_e \cdot h} \cdot \frac{s' \cdot (1-c) \cdot h}{l^2} \cdot \frac{2n}{2n-1} = 0.64 \cdot c_2 \cdot c_4 \cdot \frac{n}{n-0.5} \quad (3.21)$$

3.3.2.3 Meccanismo di rottura per ribaltamento delle spalle dell'arco

Dalla Figura 3.7 si nota come la spinta orizzontale generata nel sistema resistente ad arco interno alla sezione muraria possa provocare il ribaltamento della spalla nel caso in cui questa non sia sufficientemente resistente per assorbirla. Questo meccanismo di collasso viene considerato sull'intera struttura e cioè sull'intera altezza della parete. La condizione critica è data dall'equazione di equilibrio dei momenti calcolati rispetto all'asse A-A.

La forza instabilizzante è data dalla spinta dell'arco sull'intera altezza della parete. La spinta è considerata di valore medio H e variabile in modo linearmente proporzionale con l'altezza dell'impalcato (essendo proporzionale ad a , ha la stessa distribuzione delle accelerazioni):

$$H = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot f} = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot (0.8 \cdot s'')} = \frac{q \cdot l^2}{6.4 \cdot s''} = \frac{W}{g} \cdot \frac{a \cdot l}{6.4 \cdot s''} = \frac{a}{g} \cdot \frac{\gamma_e \cdot n h \cdot l^2}{6.4}$$

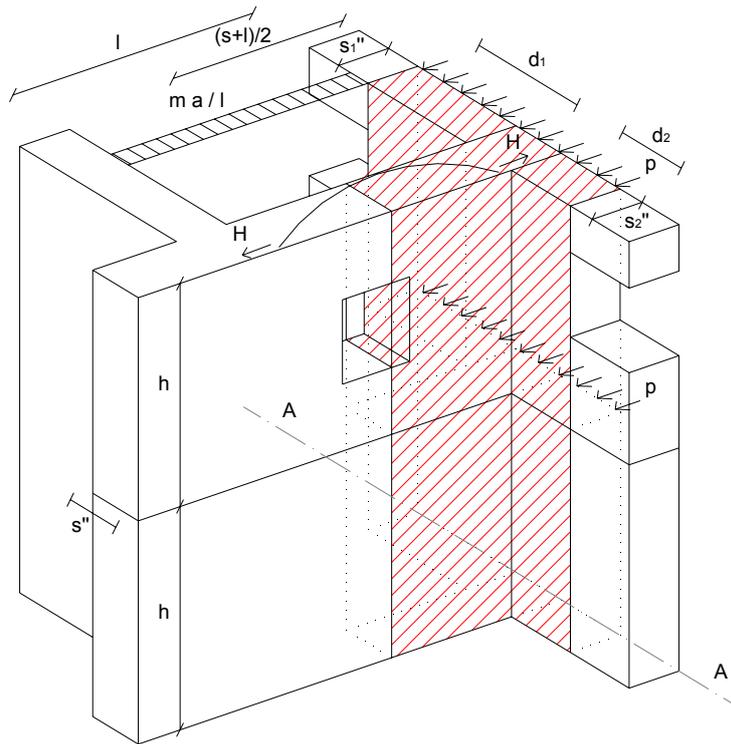


Figura 3.7 – Meccanismo di rottura per ribaltamento delle spalle dell'arco

Le forze stabilizzanti sono date da:

- forza peso della sezione tratteggiata in Figura 3.7, data da metà del setto considerato e da due tratti d_1 e d_2 , assunti pari ad un metro (salvo diverse indicazioni del rilievo) per eventuali pareti trasversali, di spessore s_1'' ed s_2'' medio sull'altezza, concorrenti nel nodo:

$$P_1 = \gamma_e \cdot \left(d_1 s_1'' n h + d_2 s_2'' n h + \frac{l+s}{2} s'' n h \right);$$

- risultante delle forze di contenimento, agenti sui due tratti d_1 e d_2 e quindi valutate nella direzione ortogonale a quella del setto considerato:

$$P_2 = n p \cdot (d_1 + d_2).$$

Pertanto scrivendo l'equazione di equilibrio alla rotazione:

$$\frac{a}{g} \cdot \frac{\gamma_e \cdot n h \cdot l^2}{6.4} \cdot \frac{2}{3} n h = \gamma_e \cdot n h \cdot \left(d_1 s_1'' \cdot \frac{s_1''}{2} + d_2 s_2'' \cdot \frac{s_2''}{2} + \frac{l+s}{2} s'' \cdot \frac{l+s}{4} \right) + n p \cdot (d_1 + d_2) \cdot \frac{2}{3} n h$$

Andando a esplicitare a/g si trova:

$$I_2'' = \frac{a}{g} = \frac{a_2}{g} = 1.2 \cdot \frac{4(d_1 s_1''^2 + d_2 s_2''^2) + s''(s+l)^2}{n h \cdot l^2} + 6.4 \cdot \frac{p}{\gamma_e \cdot h^2} \cdot \frac{(d_1 + d_2) \cdot h}{l^2} =$$

$$= 6.4 \cdot c_8 \cdot c_{10} + 1.2 \frac{c_5}{n}$$

$$\text{con: } c_5 = \frac{4(d_1 s_1''^2 + d_2 s_2''^2) + s''(s+l)^2}{h \cdot l^2}, \quad c_8 = \frac{p}{\gamma_e \cdot h^2}, \quad c_{10} = \frac{(d_1 + d_2) \cdot h}{l^2}.$$

3.3.2.3.4 Meccanismo di rottura per ribaltamento o per flessione delle spalle dell'arco all'ultimo piano

Dalla Figura 3.8 si nota come la spinta orizzontale H , generata nel sistema resistente ad arco interno allo spessore della muratura, possa provocare il ribaltamento della spalla secondo un meccanismo a 3 cerniere sull'altezza dell'interpiano o di rottura per flessione della sezione costituente la spalla stessa (tratteggiata in Figura 3.8). Il presente meccanismo viene infatti considerato nel caso in cui siano presenti forze di contenimento elevate, cosicché il collegamento impedisca un meccanismo di rottura di tipo globale e la rottura avvenga per ribaltamento o rottura nella sezione di mezzeria all'ultimo piano. Per tenere conto degli eventuali fori nella muratura si assume che il meccanismo ad arco si formi in una fascia superiore e in una inferiore, ciascuna di altezza $h/4$; si considera inoltre che la parete, di spessore s' , collabori con le pareti trasversali di spessore s_1' ed s_2' alla resistenza per una lunghezza pari a d , che è quella non interessata dai fori (si assume per default $d = 1\text{ m}$); inoltre si assume come costante sulle fasce superiori ed inferiori l'accelerazione media nel piano più alto a' , applicata alle masse di interpiano.

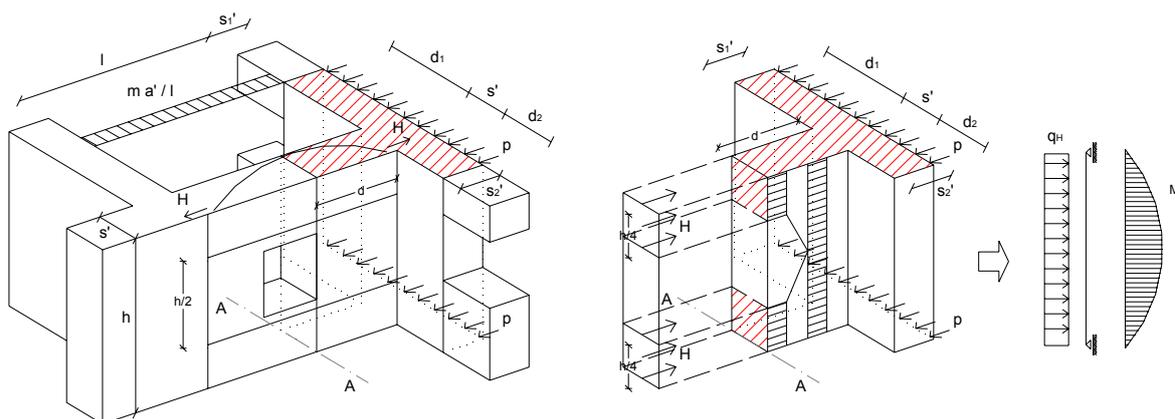


Figura 3.8 – Meccanismo di rottura per ribaltamento o flessione delle spalle dell'arco all'ultimo piano

Nel caso di ribaltamento, la condizione di equilibrio è data dall'equilibrio dei momenti calcolati rispetto all'asse A-A. La forza ribaltante è data dalla spinta dell'arco, presente nelle fasce superiore e inferiore della parete:

$$H = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot f} = \frac{W}{g} \cdot a \cdot \frac{2n-1}{n} \cdot \frac{l^2}{l} \cdot \frac{1}{8 \cdot 0.8s''} = \frac{a}{g} \cdot \frac{2n-1}{n} \cdot \frac{\gamma_e \cdot \frac{h}{2} \cdot l^2}{6.4}$$

Tale spinta produce una forza che viene per semplicità uniformemente distribuita sull'interpiano:

$$q_H = \frac{a}{g} \cdot \frac{2n-1}{n} \cdot \frac{\gamma_e \cdot l^2}{6.4} \cdot \frac{1}{2}$$

Il momento massimo dato da q_H è quello nella sezione di mezzeria e vale:

$$M = \frac{1}{8} \cdot \left(\frac{a}{g} \cdot \frac{2n-1}{n} \cdot \frac{\gamma_e \cdot l^2}{6.4} \cdot \frac{1}{2} \right) \cdot h^2.$$

Il momento stabilizzante è quello legato alla forza peso della sezione reagente tratteggiata in Figura 3.8:

$$P_1 = \gamma_e \cdot \left(d_1 s_1' \frac{h}{2} + d_2 s_2' \frac{h}{2} + d \cdot s' \frac{h}{2} \right).$$

Per semplicità si è assunto che il braccio della forza peso delle parti di muro collaboranti parallele al sisma sia pari a d . Scrivendo quindi l'equazione di equilibrio si ha:

$$\frac{1}{8} \cdot \left(\frac{a}{g} \cdot \frac{2n-1}{n} \cdot \frac{\gamma_e \cdot l^2}{6.4} \cdot \frac{1}{2} \right) \cdot h^2 = \gamma_e \cdot \left(d_1 s_1' \frac{h}{2} d + d_2 s_2' \frac{h}{2} d + d \cdot s' \frac{h}{2} d \right).$$

Andando a esplicitare a/g si trova:

$$I_2'' = \frac{a}{g} = \frac{a_2}{g} = 6.4 \frac{n}{2n-1} \cdot \frac{s'}{h} \cdot \frac{d^2}{l^2} \cdot \left(4 + 8 \frac{d_1 s_1' + d_2 s_2'}{s' d} \right) = 6.4 \frac{n}{n-0.5} \cdot c_3 \cdot c_6 \cdot (2 + 4 \cdot c_9) \quad (3.23)$$

$$\text{con: } c_6 = \frac{d^2}{l^2}, \quad c_9 = \frac{d_1 s_1' + d_2 s_2'}{s' d}.$$

Nel caso di flessione, la condizione di rottura si ha per il raggiungimento della tensione massima di trazione al bordo inferiore della sezione. La spinta dell'arco, presente nelle fasce superiore e inferiore della parete è data da:

$$H = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot f} = \frac{W}{g} \cdot a \cdot \frac{2n-1}{n} \cdot \frac{l^2}{l} \cdot \frac{1}{8 \cdot 0.8 s''} = \frac{a}{g} \cdot \frac{2n-1}{n} \cdot \frac{\gamma_e \cdot \frac{h}{2} \cdot l^2}{6.4}$$

Come nel caso di ribaltamento, si suppone per semplicità che H si diffonda uniformemente sull'altezza di interpiano, come indicato in Figura 3.8:

$$q_H = \frac{a}{g} \cdot \frac{2n-1}{n} \cdot \frac{\gamma_e \cdot l^2}{6.4} \cdot \frac{1}{2}$$

La spalla può essere quindi considerata come una trave a T semplicemente appoggiata e caricata uniformemente. Il momento massimo dato da q_H è quello nella sezione di mezzeria e vale:

$$M = \frac{1}{8} \cdot \left(\frac{a}{g} \cdot \frac{2n-1}{n} \cdot \frac{\gamma_e \cdot l^2}{6.4} \cdot \frac{1}{2} \right) \cdot h^2.$$

Valutando in via approssimata il modulo elastico di resistenza al bordo inferiore come:

$$W_{\text{inf}} = 2d \frac{d_1 s_1' + d_2 s_2'}{3} + \frac{d^2 s'}{6},$$

è possibile scrivere l'equazione di Navier per la sezione di verifica come:

$$f_t = -\frac{N}{A} + \frac{M}{W_{\text{inf}}} = -\frac{\gamma_e \cdot \frac{h}{2} \cdot A}{A} + \frac{\frac{a}{g} \cdot \frac{2n-1}{n} \cdot \frac{\gamma_e \cdot l^2}{6.4} \cdot \frac{h^2}{16}}{2d \frac{d_1 s_1' + d_2 s_2'}{3} + \frac{d^2 s'}{6}}.$$

Andando a esplicitare a/g si trova:

$$I_2'' = \frac{a}{g} = \frac{a_2}{g} = 6.4 \frac{n}{2n-1} \cdot \frac{s'}{h} \cdot \frac{d^2}{l^2} \cdot \frac{8}{3} \left(\frac{f_t}{\gamma_e h} + \frac{1}{2} \right) \cdot \left(4 \frac{d_1 s_1' + d_2 s_2'}{s' d} + 1 \right) =$$

$$= 6.4 \frac{n}{n-0.5} \cdot c_3' \cdot c_6 \cdot \frac{1}{3} (2c_1 + 1) \cdot (8c_9 + 2)$$
(3.24)

Quindi per ribaltamento o rottura per flessione nella sezione di mezzeria delle spalle dell'arco del piano più alto si considera:

$$I_2'' = \frac{a_2}{g} = 6.4 \frac{n}{n-0.5} \cdot c_3' \cdot c_6 \cdot \max \left(2 + 4 \cdot c_9 ; \frac{(2c_1 + 1) \cdot (8c_9 + 2)}{3} \right)$$
(3.25)

3.3.2.3.5 Meccanismo di rottura per distacco dalla parete trasversale all'ultimo piano

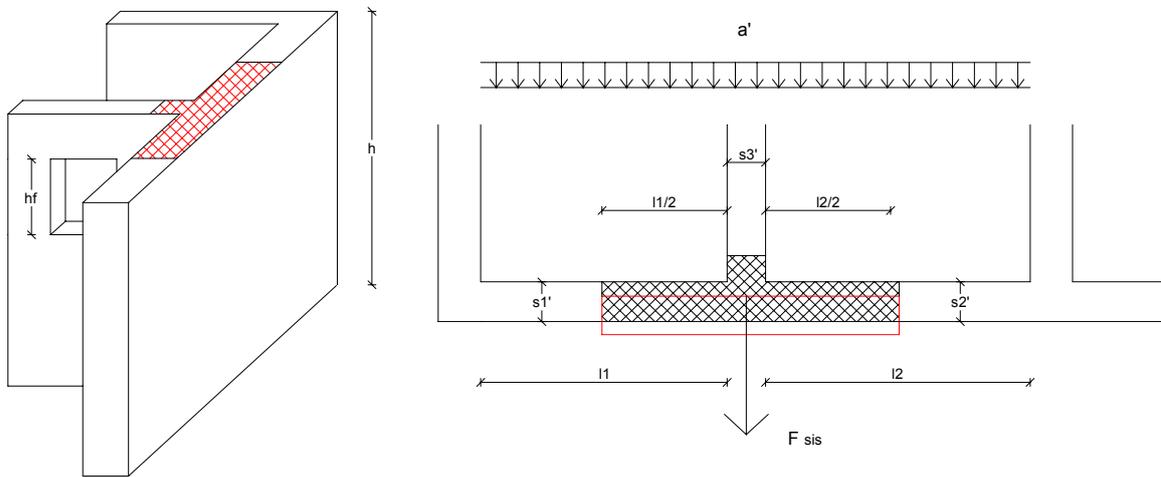


Figura 3.9 – Meccanismo di rottura per distacco dalla parete trasversale all'ultimo piano

Dalla Figura 3.9 si nota come la forza sismica tenda a far distaccare la parete dal muro trasversale centrale di spessore s_3' al piano più alto e parametro di foratura in corrispondenza al nodo pari a $c_{(3)} = h_f / h$. Viene considerata una striscia di parete avente allo stesso piano spessori s_1' e s_2' nelle campate, di luce l_1 ed l_2 , adiacenti al nodo: ragionando per aree di influenza si assume che il muro trasversale centrale debba equilibrare la forza sismica relativa a metà della parete di sinistra e a metà della parete di destra. Come detto, il presente cinematismo viene applicato all'ultimo piano, dove le forze sismiche sono più forti. A favore di sicurezza si calcola la forza sismica sull'intera altezza h , trascurando quindi la presenza di eventuali fori, che invece vengono considerati nel calcolo dell'altezza della sezione resistente. La condizione di rottura si ha per il raggiungimento della tensione massima di trazione nel muro di controvento.

La forza instabilizzante è data dalla forza sismica:

$$F_{sisma} = \frac{W}{g} \cdot a \cdot \frac{2n-1}{n} = \frac{a}{g} \cdot \frac{2n-1}{n} \cdot \gamma_e \cdot h \cdot \frac{s_1' l_1 + s_2' l_2}{2}$$

Supponendo il muro soggetto a sforzo normale centrato, la resistenza massima è data da:

$$R_{\max} = f_t \cdot s_3' (1 - c_{(3)}) h.$$

Imponendo l'equilibrio:

$$\frac{a}{g} \cdot \frac{2n-1}{n} \cdot \gamma_e \cdot h \cdot \frac{s_1' l_1 + s_2' l_2}{2} = f_t \cdot s_3' (1 - c_{(3)}) h.$$

Andando a esplicitare a/g si trova:

$$I_2'' = \frac{a}{g} = \frac{a_3}{g} = 2 \frac{n}{2n-1} \cdot \frac{f_t}{\gamma_e h} \cdot h \cdot s_3' \cdot \frac{1 - c_{(3)}}{s_1' l_1 + s_2' l_2} = \frac{n}{n-0.5} \cdot c_1 \cdot c_7 \quad (3.26)$$

con: $c_7 = h \cdot s_3' \cdot \frac{1 - c_{(3)}}{s_1' l_1 + s_2' l_2}.$

A questo punto, calcolato il coefficiente di attivazione per i sei cinematismi di fasce di pareti orizzontali, si pone I_2'' pari al rapporto a/g del meccanismo che si attiva per primo che viene individuato come:

$$I_2'' = \min \left(\max \left(\frac{a_1}{g}, \frac{a_2}{g} \right); \frac{a_3}{g} \right) = \min \left\{ \max \left\{ \begin{array}{l} c_1 \cdot c_4 \cdot \frac{n}{n-0.5} \\ 0.64 \cdot c_2 \cdot c_4 \cdot \frac{n}{n-0.5} \\ 6.4 \cdot c_8 \cdot c_{10} + 1.2 \frac{c_5}{n} \\ 6.4 \frac{n}{n-0.5} \cdot c_3' \cdot c_6 \cdot \max \left\{ \begin{array}{l} 2 + 4 \cdot c_9 \\ \frac{1}{3} \cdot (2c_1 + 1) \cdot (8c_9 + 2) \end{array} \right. \\ \frac{n}{n-0.5} \cdot c_1 \cdot c_7 \end{array} \right. \right\} \quad (3.27)$$

3.3.2.4 Effetti di interazione tra edifici contigui

Definiti i cinematismi elementari fuori piano, Vulnus calcola i valori degli indici I_2' e I_2'' di ogni cinematismo considerato, per tutti i setti: a seguito di una modifica apportata al programma (Zanette, 2000) è anche possibile visualizzare tutti questi valori calcolati dalla procedura per ogni meccanismo e per ogni setto.

Ai fini della valutazione dell'indice I_2 non vengono però considerati tutti i valori calcolati: alcuni meccanismi vengono cioè considerati dalla procedura come non attivabili. Ad esempio, come accennato, nel calcolo di I_2' vengono prese in considerazione solamente le pareti esterne non in comune con altri edifici. Per calcolare I_2'' è invece necessario individuare il tipo di nodo presente ad ognuna delle estremità del setto in esame, in modo da capire quali sono i cinematismi di strisce orizzontali di muratura che possono attivarsi tra quelli considerati dalla procedura (rottura a flessione, rottura a compressione dell'arco, ribaltamento della spalla ortogonalmente al setto per spinta dell'arco, distacco dalla parete ortogonale al setto).

Vulnus prende in considerazione i nodi riportati in Tabella 3.8.

Tabella 3.8 – Tipologie di nodo prese in considerazione da Vulnus

<p>Nodo a croce</p> <p>Vi confluiscono almeno 4 pareti: nello schema a fianco la parete tratteggiata rappresenta il setto in esame.</p> <p>I meccanismi di rottura possibili sono:</p> <ul style="list-style-type: none"> - rottura a flessione; - rottura a compressione dell'arco. <p>I meccanismi di rottura non possibili sono:</p> <ul style="list-style-type: none"> - distacco dalla parete ortogonale al setto, impedito dalla presenza dei setti 2 - 4; - ribaltamento della spalla ortogonalmente al setto per spinta dell'arco impedito dalla presenza del setto 3. 	
<p>Nodo a T intermedio</p> <p>Il nodo ha forma di T e il setto in esame, tratteggiato nello schema a lato, non è di estremità per la parete in quanto continua con il setto 2.</p> <p>I meccanismi di rottura possibili sono:</p> <ul style="list-style-type: none"> - rottura a flessione; - rottura a compressione dell'arco; - distacco dalla parete ortogonale al setto. <p>I meccanismi di rottura non possibili sono:</p> <ul style="list-style-type: none"> - ribaltamento della spalla ortogonalmente al setto per spinta dell'arco impedito dalla presenza del setto 2. <p>Nel caso in cui uno tra i setti 1 o 2 sia interno o comune a un altro edificio il meccanismo distacco della parete ortogonale al setto non risulta in genere più possibile in quanto si presume che nell'edificio contiguo vi sia una parete a prolungamento del setto 3.</p>	
<p>Nodo a T estrema</p> <p>Il nodo ha forma di T e il setto in esame, tratteggiato nello schema a lato, è di estremità per la parete.</p> <p>I meccanismi di rottura possibili sono:</p> <ul style="list-style-type: none"> - rottura a flessione; - rottura a compressione dell'arco; - ribaltamento della spalla ortogonalmente al setto per spinta dell'arco. <p>I meccanismi di rottura non possibili sono:</p> <ul style="list-style-type: none"> - distacco dalla parete ortogonale al setto, impedito dalla presenza dei setti 2 e 3. <p>Nel caso in cui uno tra i setti 2 o 3 sia comune a un altro edificio il meccanismo ribaltamento della spalla ortogonalmente al setto per spinta dell'arco non risulta in genere più possibile in quanto si presume che nell'edificio contiguo vi sia una parete a prolungamento del setto 1.</p>	

Nodo a L

Il nodo ha forma di L e il setto in esame è tratteggiato nello schema a lato.

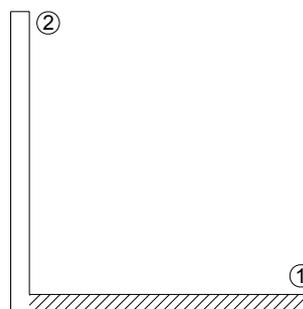
I meccanismi di rottura possibili sono:

- rottura a flessione;
- rottura a compressione dell'arco;
- ribaltamento della spalla ortogonalmente al setto per spinta dell'arco;
- distacco dalla parete ortogonale al setto.

Nel caso in cui l'angolo tra le pareti sia compreso tra 140° e 220° si dimezza il coefficiente di collasso del meccanismo distacco dalla parete ortogonale al setto, per tenere conto del fatto che la componente della forza resistente in direzione del distacco è piccola.

Nel caso in cui uno il setto 1 sia comune a un altro edificio il meccanismo distacco dalla parete ortogonale al setto non risulta più possibile in quanto si presume che nell'edificio contiguo vi sia una parete a prolungamento del setto 2.

Nel caso in cui uno il setto 2 sia comune a un altro edificio il meccanismo ribaltamento della spalla ortogonalmente al setto per spinta dell'arco non risulta più possibile in quanto si presume che nell'edificio contiguo vi sia una parete a prolungamento del setto 1.



Quindi, come detto, nel caso di nodi estremi di una parete in comune, si ipotizza la continuità nell'edificio contiguo dei setti trasversali, conservando per semplicità le stesse caratteristiche geometriche e meccaniche e attribuendo l'altezza del setto in esame: in tal modo i nodi a L vengono modificati in nodi a T, ed i nodi a T in nodi a croce.

Per quanto riguarda invece i nodi interni di una parete in comune, dovrebbe essere controllata la presenza e la posizione dei setti trasversali nell'edificio contiguo a quello in esame.

Per semplificare l'elaborazione si è preferito lasciare al rilevatore la seguente possibilità:

- di ignorarne gli eventuali effetti stabilizzanti (il nodo viene considerato dal programma come un nodo a croce);
- di tenerne conto introducendo nodi fittizi che suddividono il setto originario in setti appartenenti alla stessa parete o in pareti distinte (il nodo viene considerato dal programma come un nodo a T).

Ad influenzare il calcolo dell'indice I_2 contribuisce anche il numero di piani dell'eventuale edificio contiguo: se $nc = 0$ non ci sono effetti dell'interazione con edifici adiacenti e quindi il calcolo di I_2 viene svolto così come illustrato nei precedenti paragrafi.

Il calcolo di I_2'' per la resistenza secondo il meccanismo a trave (a_1) e per la resistenza a compressione secondo il meccanismo ad arco (a_2), si esegue assumendo le seguenti ipotesi:

- gli spessori reali totali;
- il peso specifico equivalente γ_e valutato sulla base dello stato di tensione indotto dai carichi applicati ai due edifici contigui e cioè con il coefficiente f_i valutato con gli spessori ridotti indicati nel § 3.3.1.

Nel caso di verifiche al distacco o al ribaltamento/rottura della spalla al piano più alto gli effetti indicati si esplicano solo se gli edifici contigui hanno altezza minore; come indicato nella descrizione dei diversi tipi di nodo, la presenza dell'edificio contiguo influisce anche sulla resistenza dei setti non contigui che convergono su nodi contigui

L'effetto stabilizzante di solai contigui, non eccessivamente sfalsati in altezza, può essere computato assegnando opportuni valori alle forze di contenimento.

3.4 Calcolo dell'indice I3

L'indice *I3* viene introdotto per tenere conto dei fattori (positivi e negativi) non considerati nei precedenti meccanismi resistenti. Questi ulteriori fattori vengono individuati attraverso la compilazione della scheda di vulnerabilità di II livello per edifici in muratura realizzata dal G.N.D.T. (§ 2.2.1.2), compilata per ogni edificio oggetto di studio.

La scheda G.N.D.T. di II livello era stata predisposta inizialmente per il calcolo dell'indice G.N.D.T. Normalizzato (tra 0 e 1), che determina la vulnerabilità di un singolo edificio in funzione degli undici parametri ritenuti rappresentativi della propensione del manufatto a subire danni in funzione di un evento sismico (§ 1.1.3.3).

Per il calcolo dell'indice *I3*, Vulnus considera solo sette degli undici parametri raccolti tramite la suddetta scheda, poiché vengono scartati quelli che sono implicitamente valutati tramite *I1* e *I2*. In Tabella 3.9 si riportano i pesi assegnati ai vari parametri per il calcolo dell'Indice *I3*.

Questi fattori sono utilizzati per calcolare l'indice *I3*, espresso dalla formula:

$$I3 = \sum_{i=1}^{11} \left(\frac{w_i \cdot s_i}{3.15 \cdot 45} \right) \quad (3.28)$$

dove w_i è il peso relativo all'*i*-esimo parametro e s_i è un valore correlato allo stesso parametro secondo la Tabella 3.10.

Tabella 3.9 – Parametri per il calcolo dell'indice I3

PARAMETRI	RELAZIONE CON I1 E I2	PESO I3
Tipo ed organizzazione del sistema resistente	I2	0.00
Qualità del sistema resistente	parzialmente I1 e I2	0.15
Resistenza convenzionale	I1	0.00
Posizione edificio e fondazioni	No	0.75
Orizzontamenti	parzialmente I2	0.50
Configurazione planimetrica	I1	0.00
Configurazione in elevazione	parzialmente I2	0.50
Distanza massima tra le murature	I2	0.00
Copertura	parzialmente I2	0.50
Elementi non strutturali	No	0.25
Stato di fatto	parzialmente I1 e I2	0.50

Tabella 3.10 – Giudizi sulle classi dei parametri della scheda G.N.D.T. di II livello

GIUDIZIO	VALORE DI s_i
A	0
B	15
C	30
D	45

L'indice I_3 dà la misura, variabile da 0 a 1, delle carenze strutturali del fabbricato in esame: $I_3 = 0$ si ha nel caso di rispetto delle norme antisismiche e di buono stato di conservazione dell'edificio. Il calcolo di I_3 non si differenzia nel caso in cui si abbiano edifici isolati o nuclei di edifici.

Calcolato questo indice, si è in grado di valutare la vulnerabilità sia di singoli edifici, sia di gruppi di edifici in funzione di valori prefissati dell'intensità sismica e dei valori già calcolati di I_1 e I_2 .

3.5 Procedura di calcolo della vulnerabilità

Ottenuti gli indici I_1 , I_2 e I_3 è possibile procedere con l'analisi di vulnerabilità. A tale proposito è opportuno osservare che i suddetti parametri sono trasformati in sottoinsiemi sfuocati del loro intervallo di definizione. In questo modo si tiene conto dell'incertezza legata alla stima di alcune grandezze non misurabili direttamente (ad esempio la profondità delle fondazioni), della variabilità di parametri fisici caratterizzanti i materiali di cui sono costituiti gli edifici in esame (ad esempio la resistenza a compressione), e di eventuali imprecisioni ed errori nel processo di rilevazione.

Si introducono, quindi, particolari strutture di dati dette misure o variabili fuzzy, tra le quali si distinguono in particolare quattro tipi:

- fuzzy number (FUZZYN (x_1, x_2, x_3, x_4)) utilizzata per indicazioni di tipo numerico, è costituita da una quartupla ordinata di valori numerici crescenti di una variabile, che può assumere un numero indefinito di valori, ed esprime il fatto che la misura della variabile è sicuramente compresa nell'intervallo $[x_1, x_4]$ e che l'intervallo di valori più plausibili è $[x_2, x_3]$;
- fuzzy set (FUZZYS (k)) usata per indicazioni di tipo qualitativo, per descrivere una variabile che può assumere un numero k finito (prefissato e piuttosto piccolo) di valori, che possono essere numerici o linguistici; una fuzzy set è quindi definita da k possibili valori di appartenenza, ciascuno compreso tra 0 e 1. Il grado di appartenenza può essere discretizzato allo scopo di rappresentare la fuzzy in forma compatta, in modo che, ad esempio, possa assumere solo sei valori (0.0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0), ognuno dei quali è rappresentato da un numero che va da 0 a 1;
- fuzzy variable (FUZZYV (k, x_1, x_2, x_3, x_4)) introdotta per fornire la descrizione più generale di un dato incerto, con una descrizione sia qualitativa che quantitativa, si ottiene

tramite la fusione di una fuzzy number e di una fuzzy set: sono quindi composte da una stringa di k caratteri e da una quartupla numerica ordinata;

- fuzzy relation (bidimensionale) consente di descrivere correlazioni incerte fra due variabili; il caso più interessante è quello del livello ed estensione del danno, tramite sei fuzzy number che misurano l'estensione dei sei livelli di danno EMS98.

La teoria degli insiemi sfuocati permette quindi di trattare concetti privi di esatti confini dove il passaggio tra un elemento appartenente all'insieme e uno che non vi appartiene non è netto ma graduale.

La vulnerabilità viene calcolata mediante un modello deterministico, applicato a grandezze sfuocate. Il modello utilizzato calcola la probabilità di sopravvivenza f_s , ovvero la complementare probabilità di collasso Vu (la vulnerabilità) con la funzione iperbolica:

$$f_s = 1 - Vu = \begin{cases} 1 - (1 - u)^{\frac{1}{a+1}} & \rightarrow \text{se } 0 < u < 1 \\ 0 & \rightarrow \text{se } u < 1 \\ 1 & \rightarrow \text{se } u \geq 1 \end{cases} \quad (3.29)$$

dove:

$$u = \frac{c_3 + c_1 - c_2 + \sqrt{\left(\frac{I_1}{A} - c_1\right) \cdot \left(\frac{I_2}{A} - c_1\right)}}{2 \cdot c_3 + a \cdot c_4}$$

- $A = a/g$ è il rapporto tra l'accelerazione media di risposta applicata alle masse dell'edificio e l'accelerazione di gravità;
- $a = f(I3)$ fattore dipendente, tramite una fuzzy relation, da I3;
- c_1, c_2, c_3, c_4 sono costanti che definiscono la funzione di stato limite. In particolare esse assumono particolari significati: c_1 e c_2 definiscono la posizione degli asintoti dell'iperbole equilatera di stato limite e la posizione del limite centrale di separazione tra la zona sicura e insicura nel caso di zona fuzzy tendente a zero; c_3 e c_4 definiscono l'estensione minima e massima della zona fuzzy di transizione e sono legati agli effetti di incertezza del modello e delle informazioni disponibili per l'edificio.

La funzione che descrive la vulnerabilità si presenta come in Figura 3.10: essa divide il piano nella “zona certamente sicura”, con $Vu = 0$, dalla “zona certamente insicura” con $Vu = 1$. Vi è poi una zona di transizione nella quale Vu , variabile tra 0 e 1, assume il significato di “grado di appartenenza alla zona insicura” oppure di “probabilità di collasso” dell'edificio condizionata rispetto alle variabili $I1, I2$, e A : in tale zona le curve a Vu costante costituiscono un famiglia di iperboli per le quali è costante anche il parametro u , e risulta $0 < u < 1$, ovvero Vu rispettivamente compreso tra il confine della zona insicura e la zona sicura. La funzione di vulnerabilità implica una perfetta simmetria degli effetti di $I1$ ed $I2$ e quindi del campo di resistenza rispetto alla condizione $I1 = I2$.

Il parametro a , definito nell'intervallo variabile tra 0 e 1, condiziona proprio l'ampiezza della zona di transizione, dal momento che riassume l'influenza di una serie di fattori qualitativi dell'edificio (i parametri della scheda di II livello del G.N.D.T.). Anche gli stessi valori di V_u dipendono da a : a parità di $I1$ e $I2$, la funzione V_u cresce in modo monotono con a .

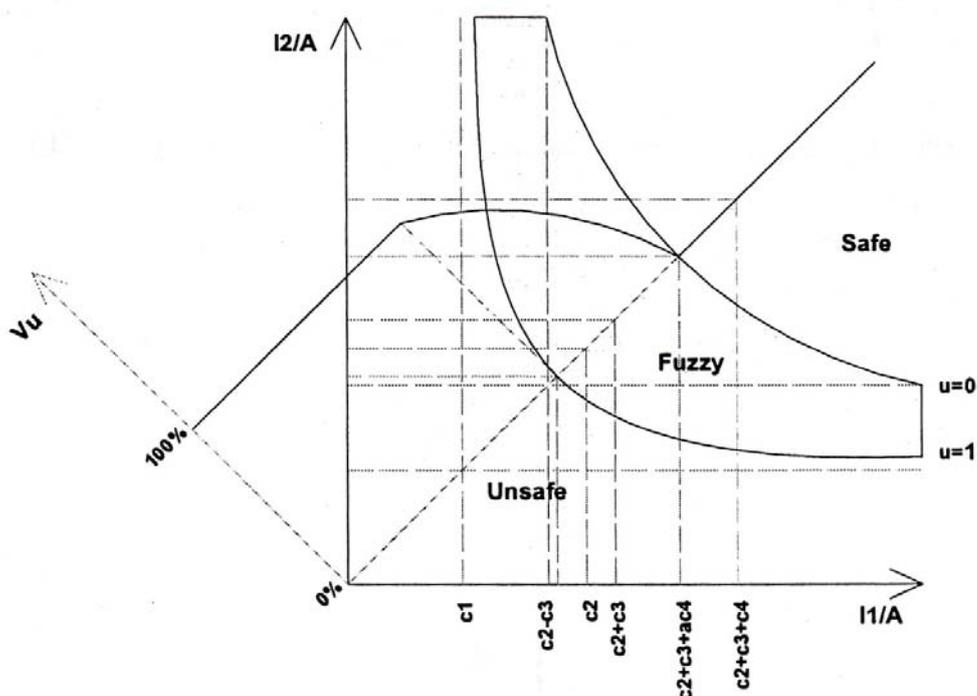


Figura 3.10 – Rappresentazione della funzione vulnerabilità (Bernardini, 2000)

I valori con cui è stato tarato il modello sono stati ricavati confrontando le previsioni di probabilità di collasso fornite da Vulnus con i danni osservati su edifici colpiti da terremoto:

- $c_1 = 0.5$ fissa gli asintoti della funzione iperbolica e quindi implica che, quando $A > \min(I1/2, I2/2)$, è certo l'apparire di danno grave;
- $c_2 = 1.0$ e $c_3 = 0.1$ implicano che, in condizione di simmetria ($I1 = I2$), l'uguaglianza (con una incertezza di modello pari al 10%) di A ai valori che innescano i meccanismi di collasso costituisce il valore centrale (successivamente sfuocato) che separa il campo di sicurezza da quello di insicurezza;
- $c_4 = 1.0$ implica che, sempre in condizione di simmetria ($I1 = I2$), quando A è inferiore a metà dei valori che innescano i meccanismi di collasso, è certamente da escludere la presenza di danno grave.

L'ipotesi di interazione di tipo iperbolico estende poi le conclusioni al caso in cui $I1$ ed $I2$ assumano valori differenti.

La conoscenza di un valore prefissato di intensità del terremoto non consente di risalire facilmente alle accelerazioni medie che vengono applicate alle masse dell'edificio, anche

quando si conosca un accelerogramma del moto del terreno o almeno un qualche parametro di tale segnale (ad esempio la PGA). Per la valutazione di A in funzione dell'intensità sismica locale, si sono utilizzati i risultati di una sperimentazione dinamica su tavola vibrante in scala 1:2 di edifici in muratura di mattoni o pietra e malta di bassa qualità. Nel programma sperimentale completo (Bendetti et al., 1998), eseguito sulla tavola vibrante presso ISMES (Bergamo), 24 modelli sono stati sollecitati con eccitazioni tridirezionali di intensità progressivamente crescente e contenuto in frequenza corrispondente alla registrazione di Calitri (terremoto in Irpinia del 1980). Alcuni modelli sono stati ottenuti riparando e rinforzando alcuni modelli preventivamente testati in modo severo.

Le registrazioni relative a tre modelli sono state particolarmente analizzate (Zanardo, 1998), valutando il rapporto fra i valori di picco dell'accelerazione media di risposta dell'edificio e della tavola vibrante e ricavando alcuni parametri di danno (Tomažević, 1999): si è osservato che, dopo una fase di modesta amplificazione coerente con il valore del primo modo proprio di vibrazione elastica, nello stato di avanzato danneggiamento precedente il collasso, il rapporto fra il valor medio dell'accelerazione assoluta di risposta all'eccitazione sismica e l'accelerazione di gravità (A), è circa coincidente con il valore dell'accelerazione di picco del moto di eccitazione (PGA). Nelle analisi è stato pertanto assunto $A = \text{PGA}$ (Bernardini, 1999).

Nonostante questi dati è tuttora in corso un dibattito relativo alla taratura del modello: non è infatti opportuno calibrare il modello su dei valori di PGA che non tengono conto della ripetitività dell'azione sismica, che è un fattore determinante nel processo di danneggiamento di un edificio. Sarebbe preferibile, quindi, riferirsi ad una PGA equivalente che tenga conto non solo dell'intensità, ma anche della durata del sisma. Per esempio si potrebbero considerare i valori medi spettrali di risposta o, più semplicemente, il valore medio dell'accelerazione di risposta (Cosenza e Manfredi, 2000).

Noto il modello deterministico di vulnerabilità da applicare, le grandezze di input sono $I1$, $I2$, A e a , che si ricava da $I3$. A viene scelto dall'esterno ed è un valore deterministico. L'attendibilità delle informazioni utilizzate viene stimata e di conseguenza sfuocati i valori numerici dei parametri $I1$, $I2$ ed $I3$; a tale scopo vengono utilizzati giudizi espressi in sede di rilievo sulla qualità delle informazioni raccolte, in base alle quali si attribuiscono i punteggi sui singoli fattori di vulnerabilità, secondo la procedura adottata per la compilazione della scheda G.N.D.T. di II livello.

I fuzzy set di $I1$ e $I2$ vengono definiti in modo analogo, associando al valore calcolato il grado di appartenenza 1; si considerano poi due classi adiacenti, corrispondenti ai valori $0.75 \cdot I$ e $1.25 \cdot I$, cui si associano i gradi di appartenenza specificati in Tabella 3.11.

Per scegliere in quale riga porsi all'interno della tabella si assume che la qualità dell'informazione dell'indice $I1$ corrisponda a quella specificata per il parametro resistenza convenzionale nella scheda G.N.D.T. di II livello; per l'indice $I2$, invece, ci si riferisce alla qualità dell'informazione del parametro tipo e organizzazione del sistema resistente.

Pertanto il fuzzy set di I , a seconda della qualità dell'informazione, risulta come indicato in Figura 3.11.

Tabella 3.11 – Criterio di fuzzyficazione degli indici I_1 e I_2

Qualità informazioni	Grado di appartenenza		
	Classe indicata	Classi adiacenti	Classi rimanenti
ELEVATA	1	0	0
MEDIA	1	0.3	0
BASSA	1	0.6	0
ASSENTE	1	1	1

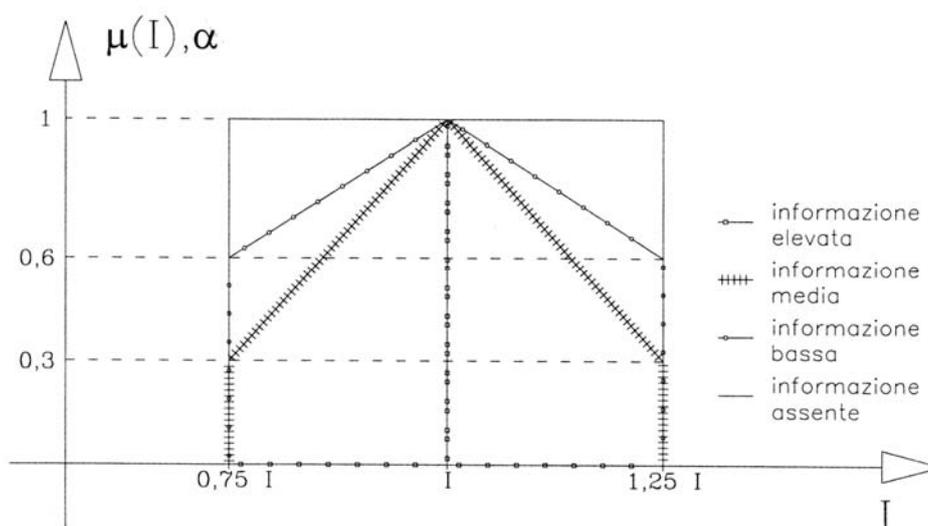


Figura 3.11 – Fuzzy set per l'indice I

I_3 viene calcolato come funzione lineare di 7 parametri misurati della scheda G.N.D.T. di II livello, secondo quanto precedentemente specificato, ed è in seguito convertito in fuzzy set. Per far ciò si utilizza il principio di estensione della teoria dei fuzzy set, secondo cui se $y = f(x)$, dove x è un fuzzy set, allora anche y sarà un fuzzy set: per definirlo, considerando che un fuzzy set fornisce vari intervalli di variazione della variabile, cui sono associati diversi gradi di attendibilità (α -cuts), si può considerare, per diversi α -cuts, i corrispondenti intervalli di variazione di y , calcolabili come il condominio della funzione $f(x)$. Si determina quindi il fuzzy set per un numero finito di α -cuts. Operando in tal modo si ricava il fuzzy set dell'indice $I_3 = f(x_1, x_2, \dots, x_7)$, dopo aver fuzzyficato i singoli parametri x_i della scheda G.N.D.T. di II livello: per questi la classe può essere A, B, C, D, in corrispondenza ai quali vengono assegnati determinati valori secondo la Tabella 3.11.

Noto I_3 , esso viene messo in relazione con il parametro a : la semplice identità è sostituita da una relazione sfuocata R corrispondente ad una identità di tipo linguistico esprimibile nel modo seguente:

- se I_3 è molto piccolo allora a è molto piccolo

- se $I3$ è piccolo allora a è piccolo
- se $I3$ è medio allora a è medio
- se $I3$ è grande allora a è grande
- se $I3$ è molto grande allora a è molto grande.

dove “molto piccolo”, “piccolo”, “medio”, “grande” o “molto grande” sono i giudizi qualitativi prescelti cui corrispondono opportuni sotto-insiemi sfuocati (fuzzy subsets) dell’intervallo $[0, 1]$.

Secondo la teoria dei fuzzy sets, la relazione tra $I3$ e a si può tradurre in una tabella che, noto il valore di una delle due variabili, consente di leggere sulla riga o colonna corrispondente i gradi di attendibilità dell’altra variabile, quindi praticamente il fuzzy set dell’altra variabile. La tabella viene ottenuta calcolando l’espressione seguente:

$$(R) = \int_{X \times Y} \max_j \min[\mu_j(x), \mu_j(y)] / x, y \quad (3.30)$$

dove j è un contatore, variabile da 1 a 5, delle relazioni linguistiche sopra esposte.

Chiamando le due variabili X e Y , i cui valori sono riportati rispettivamente in riga e in colonna, supponendo di voler calcolare il valore in tabella corrispondente a $x = 0.1, y = 0.2$ bisogna procedere nella seguente maniera: si considera il fuzzy set molto piccolo ($j = 1$) e si confronta il grado di appartenenza $\mu(x = 0.1) = 0.81$ con quello $\mu(y = 0.2) = 0.25$, quindi si sceglie il valore minore, ovvero 0.25. Successivamente si fa la medesima operazione, considerando i rimanenti fuzzy set piccolo, medio,... ($j = 2, 3, \dots 5$) e si ottiene 0.5 per piccolo, 0.1 per medio, 0 per grande e molto grande. Il valore massimo fra questi, cioè 0.5, è quello da inserire in tabella nella cella $x = 0.1, y = 0.2$. Procedendo in modo analogo per tutte le celle, alla fine si ottiene la Tabella 3.12.

Tabella 3.12 – Tabella di fuzzy composition

Y →	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
X ↓											
0.0	1.00	0.90	0.50	0.20	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.1	0.90	0.90	0.50	0.20	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.00
0.2	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.10	0.00
0.3	0.20	0.20	0.50	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.50	0.10	0.00
0.4	0.10	0.10	0.50	0.80	0.90	0.90	0.90	0.80	0.50	0.10	0.00
0.5	0.00	0.10	0.50	0.80	0.90	1.00	0.90	0.80	0.50	0.10	0.00
0.6	0.00	0.10	0.50	0.80	0.90	0.90	0.90	0.90	0.80	0.50	0.10
0.7	0.00	0.10	0.50	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.50	0.20	0.20
0.8	0.00	0.10	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
0.9	0.00	0.10	0.10	1.00	0.10	0.10	0.10	0.20	0.50	0.90	0.90
1.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.10	0.20	0.50	0.90	1.00

Calcolata la tabella che traduce la relazione tra I_3 e a , è possibile derivare la funzione di appartenenza (membership) di a , e quindi il relativo fuzzy set, applicando la regola di composizione sfuocata:

$$(R) \cdot I_3 = (R) \cdot I_3 = \int_Y \max_y \min[\mu_{I_3}(x), \mu_R(x, y)] / y \quad (3.31)$$

L'applicazione di tale regola si traduce nella seguente procedura: noto il fuzzy set di I_3 $\mu(x = I_3)$ e la funzione $\mu(x = I_3, y = a)$, espressa dalla tabella appena calcolata, si vuole calcolare $\mu(y = a)$. Per ogni valore di $y = y_0$ si confronta la colonna $\mu(x, y_0)$ con $\mu(x)$ e per ogni valore di x si sceglie il minimo. Quindi il massimo tra i valori appena ottenuti per i vari x è $\mu(y = y_0)$; operando così per tutti i valori di y si ottiene $\mu(y = a)$ e quindi il fuzzy set $\mu(a)/a$. A questo punto si conoscono tutti i dati di input: $\mu(I1)/I1$, $\mu(I2)/I2$, $\mu(a)/a$ e A , per cui non resta che calcolare la funzione di vulnerabilità. Questa è rappresentata da un fuzzy set e si calcola applicando il principio di estensione, come già visto per I_3 . In questo caso, Vu è funzione di tre variabili fuzzy, per cui per un dato α -cut ci saranno 3 intervalli, il cui prodotto cartesiano nello spazio tridimensionale andrà a definire un volume all'interno del quale si dovrà cercare il massimo e il minimo valore di Vu . Come già visto per il caso monodimensionale, vale il teorema per cui se f è monotona rispetto alle 3 variabili (come nel caso in questione), Vu assume valore massimo e minimo in uno dei vertici, per cui basta calcolare la funzione negli 8 vertici del parallelepipedo: confrontando i valori si determinano i vertici critici. Questo lavoro va fatto solo una volta in quanto si può dimostrare che i vertici critici non variano con gli α -cuts; per cui, quando si calcola l'intervallo di variazione di Vu corrispondente ad un certo α -cut, basta calcolare la funzione in 2 punti. Così si è in grado di calcolare il fuzzy set che esprime la vulnerabilità di un dato edificio.

Pertanto, per ogni edificio il modello fornisce, assegnata l'accelerazione A dovuta al sisma, una misura della probabilità di danno grave tramite un sottoinsieme sfuocato del campo di variazione di Vu (l'intervallo da 0 ad 1). Analogamente si può procedere per la valutazione della vulnerabilità media Vg di un gruppo di n edifici (ad esempio, un campione di edifici di una popolazione considerata omogenea dal punto di vista tipologico e/o territoriale), definita da:

$$V_g = \sum_{j=1}^n Vu_j / n \quad (3.32)$$

Nel caso di edifici con volumi molto diversi, può risultare appropriato misurare la vulnerabilità sui volumi anziché sul numero di edifici: in tal caso Vg sarà espressa dalla media pesata dei valori di Vu per i singoli edifici con pesi corrispondenti ai loro volumi.

È possibile tradurre tale insieme sfuocato in un giudizio letterale, che rappresenti una classe di vulnerabilità. Per questo si opera un confronto fra il fuzzy set di Vu e quelli descritti precedentemente per i giudizi molto piccolo, piccolo, ..., molto grande di cui in Figura 3.12 si ha una rappresentazione grafica.

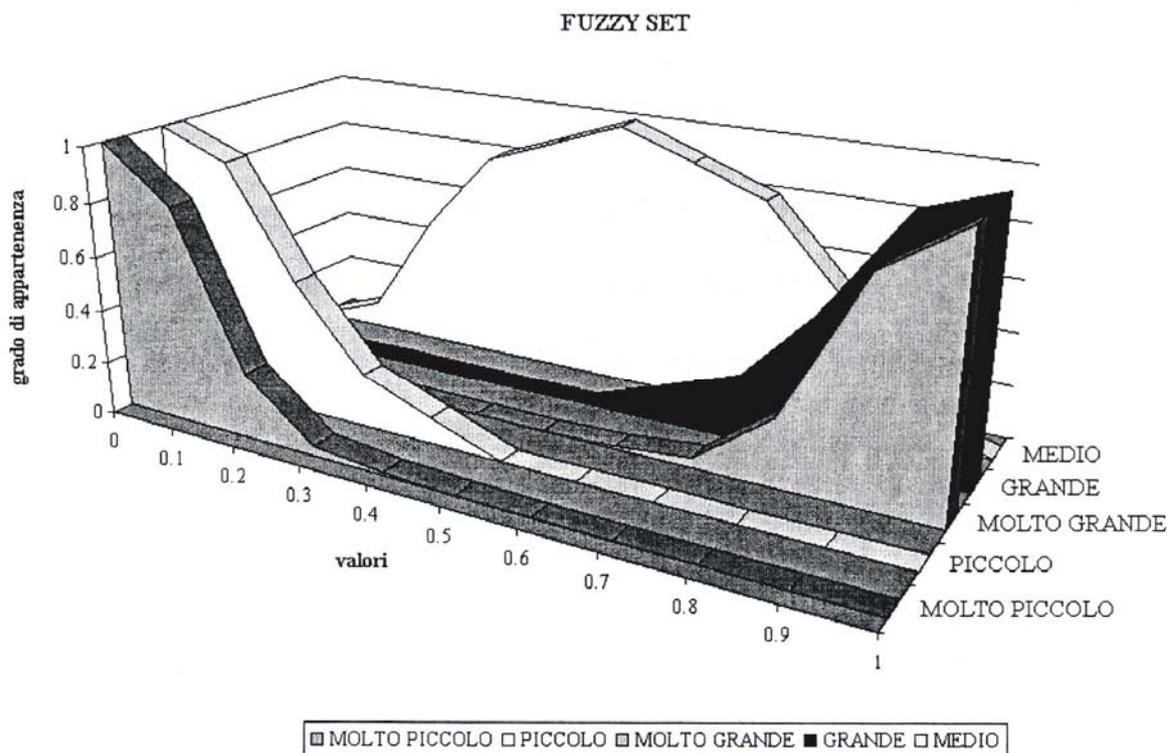


Figura 3.12 – Rappresentazione grafica dei fuzzy set relativi ai giudizi di vulnerabilità (Pizzuti, 2005)

Quindi, si assegna l'edificio alla classe di vulnerabilità che ha il fuzzy set più simile a Vu attraverso un opportuno criterio di pattern recognition. Il criterio di similitudine è basato sul calcolo di:

$$N_j = \sum_z [\mu(z = Vu) \cdot \mu_j(z)]^2 \quad (3.33)$$

La classe dell'edificio sarà quella per la quale N_j è massimo. Tale criterio, però, viene considerato solo per le classi piccolo, medio e grande; per distinguere tra le classi grande e molto grande o piccolo e molto piccolo si dimostra più opportuno calcolare:

$$M_j = \sum_z [\mu(z = Vu) - \mu_j(z)]^2 \quad (3.34)$$

e quindi associare l'edificio alla classe per cui M_j è minimo.

Ricapitolando, partendo dai sottoinsiemi sfuocati $I1$, $I2$ e a , si determina il sottoinsieme sfuocato Vu nell'intervallo di variazione. In seguito, mediante partizione sfuocata di tale intervallo, ciascun risultato è stato ricondotto ad un giudizio linguistico, tramite un criterio di riconoscimento o massima similitudine tra insiemi sfuocati. È poi possibile dare alla vulnerabilità, espressa nella forma di giudizio linguistico, un significato probabilistico in termini di frequenze attese di danneggiamenti gravi o collassi (Pizzuti, 2005).

Infatti i fuzzy set di Vu o Vg sono compatibili con insiemi convessi di distribuzione, dai quali si possono ricavare le distribuzioni di probabilità cumulativa estreme, inferiore (upper bounds F_{UPP}) e superiore (lower bounds F_{LOW}), ed una distribuzione centrale significa-

tiva, cosiddetta “White” (F_{WHP}), che rappresenta un valore centrale particolarmente significativo; alle tre distribuzioni corrispondono i valori di aspettazione $E[Vu]$ o $E[Vg]$.

Se l’analisi viene ripetuta per valori discreti di A , la vulnerabilità di ogni edificio o di un gruppo di edifici è espressa dai limiti inferiori e superiori e dal valore centrale *White* della “fragilità” attesa, intendendo per fragilità la probabilità di superare un prefissato livello di danno grave. Possono così essere costruite curve di fragilità, ovvero diagrammi grazie ai quali è possibile stimare il valore atteso di danno grave (probabilità di superare un prefissato livello di danno) per ogni valore di PGA.

Nel caso sia disponibile una correlazione, valida almeno localmente, fra PGA ed intensità macrosismica (le correlazioni disponibili in *Vulnus* – Guagenti e Petrini, 1989; Margottini et al., 1992; Rebez e Slejko, 2004 – sono riportate in Figura 3.13), è possibile incrociare i risultati dell’analisi meccanica eseguita con la procedura *Vulnus* con le previsioni che le matrici implicite nella scala EMS98 consentono, in modo analogo, di eseguire per le diverse classi di vulnerabilità. In effetti, la teoria dei random sets consente di estrarre dalla definizione stessa della scala EMS98 le distribuzioni cumulative limite, inferiori e superiori, ed una distribuzione centrale *White* per le probabilità dei diversi gradi di danno (e quindi anche i relativi valori di aspettazione), in funzione dell’intensità macrosismica.

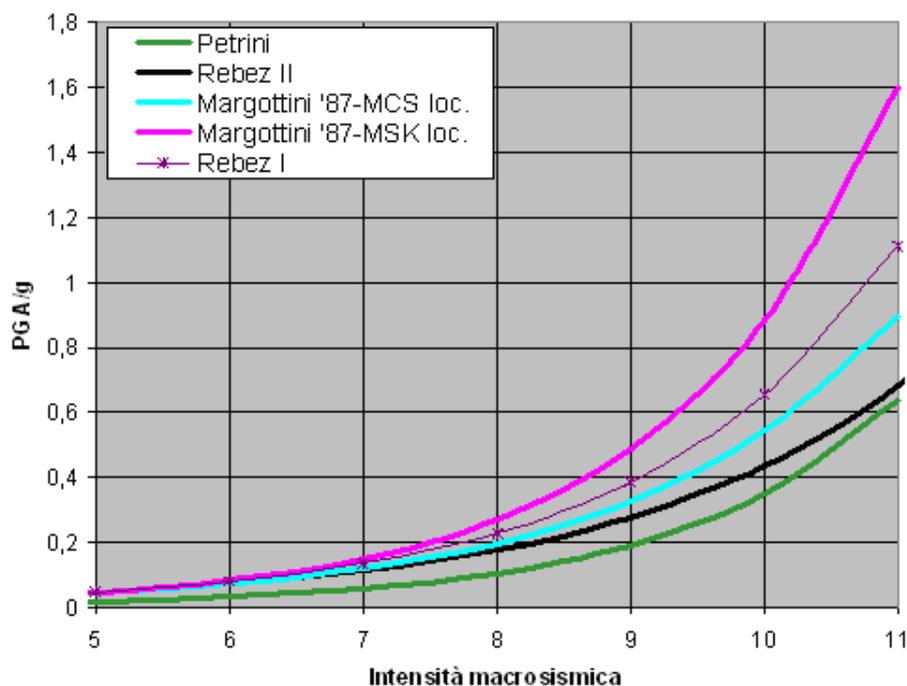


Figura 3.13 – Correlazione a/g e intensità macrosismica disponibili in *Vulnus*

Innanzitutto è possibile operare, tramite una procedura di pattern recognition, una classificazione EMS98 ottimale dell’edificio o del gruppo di edifici nella classe che meglio descrive la sua fragilità, confrontando i valori attesi *White* della probabilità di danno grave risultanti da *Vulnus* con i valori *White* dell’aspettazione della probabilità di danno maggio-

re di un prefissato livello, dedotti dalle definizioni linguistiche della scala EMS98 per gli edifici di classe di vulnerabilità A, B e C, in funzione dell'intensità macrosismica.

Il programma quindi riporta, separatamente per i tre gruppi omogenei di edifici in cui il campione può essere suddiviso secondo le classi EMS98, i confronti fra le curve di fragilità con gli analoghi valori impliciti nelle definizioni della scala EMS98 (ottenuti a partire dai limiti binomiali per $\alpha = 1$), relative al danno grave scelto, sostanzialmente basati su informazioni statistiche di danni osservati in terremoti che hanno colpito aree molto diverse.

3.6 Considerazioni sui risultati di Vulnus

Vulnus costituisce uno strumento molto potente in quanto è basato su un rilievo di dati non molto più oneroso di quello richiesto per la scheda G.N.D.T. di II livello, peraltro arriva ad un risultato non in base a giudizi puramente qualitativi e calcoli statistici, bensì considerando anche meccanismi di collasso e eseguendo calcoli statici.

La procedura presenta però dei limiti che è necessario conoscere per poter dare il giusto peso ai risultati. Innanzitutto bisogna dire che l'azione del sisma è una sollecitazione dinamica, che quindi non può essere trattata staticamente. Da ciò deriva che i coefficienti di collasso che vengono calcolati staticamente in realtà non sono tali, ma rappresentano solo dei valori in corrispondenza ai quali si è vicini all'innescò del meccanismo.

Per comprendere ciò, si può fare un esempio: se si considera un corpo rigido soggetto al proprio peso P e a una forza orizzontale F (Figura 3.14), la condizione statica di innescò del meccanismo di ribaltamento è data da

$$P \cdot \frac{s}{2} = F \cdot h \quad (3.35)$$

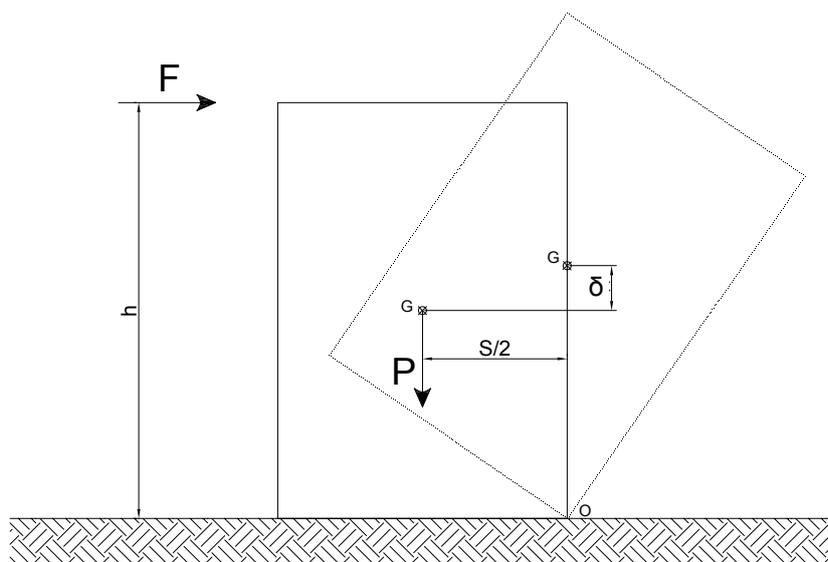


Figura 3.14 – Rotazione di un corpo rigido soggetto al peso P e ad una forza orizzontale F

Tuttavia, anche quando ciò fosse verificato in un certo istante della risposta dinamica al sisma non si avrebbe il ribaltamento. Perché di fatto si abbia il ribaltamento è necessario che

il corpo rigido cominci a ruotare intorno ad O , ma questo comporta un innalzamento del baricentro, il che vuol dire che c'è bisogno che venga fornita ulteriore energia dall'esterno. Per questo si parla di pseudoduttilità del meccanismo al ribaltamento, che implica delle riserve di resistenza. Inoltre, nel momento in cui un meccanismo si innesca, perché si sviluppi un certo danno è necessario che la sollecitazione che l'ha innescato abbia una certa durata nel tempo, di cui non si tiene conto nel calcolo statico, ma in modo approssimato nella taratura del modello di vulnerabilità.

Peraltro, il danno apparente in tali condizioni critiche può essere diverso a seconda che si tratti di meccanismi di rottura nel piano o fuori del piano.

Per questi motivi gli indici che si ottengono da Vulnus o anche da altri modelli basati su meccanismi statici di collasso (FaMIVE, § 1.1.3.5) non vanno interpretati come coefficienti di collasso, ma eventualmente come coefficienti in corrispondenza ai quali si ha un inizio di danneggiamento e, pertanto, il “danno grave” cui si è accennato nei precedenti paragrafi risulta legato all'innescò di meccanismi locali. Più precisamente, a seguito di dibattiti e discussioni, osservazioni del danneggiamento di modelli su tavola vibrante, comparazioni con dati statistici di danneggiamento di edifici in muratura e comparazioni con i risultati numerici di altri modelli di previsione, si è deciso di considerare il risultato di Vulnus come il giudizio sulla possibilità di un edificio di subire, a seguito di un sisma di data a/g , un danno di grado maggiore di D2, con riferimento alla classificazione del danno apparente fornita dalla scala macrosismica EMS98.

4 ANALISI MECCANICO - CAPACITIVE DEL COMPORTAMENTO NEL PIANO

4.1 Introduzione

Come evidenziato nel § 3.3.1, Vulnus consente di effettuare per ogni edificio analizzato una stima della resistenza a taglio delle pareti parallele all'azione sismica. In questa tesi si è ritenuto opportuno effettuare una valutazione più accurata, anche se coerente con il livello di analisi di Vulnus, di tale contributo resistente.

Nell'ambito del Task 5/7 (coordinatore ing. Alberto Cherubini) della Linea di ricerca 10 (coordinatore prof. Domenico Liberatore) del progetto ReLUIS 2005-2008 e, in particolare, nell'ambito del Gruppo di Lavoro 3 "Raccolta di modelli sintetici di comportamento strutturale" (responsabile prof. Maria Rosa Valluzzi), è stato svolto uno studio che ha realizzato analisi meccaniche per la valutazione della capacità di resistenza al sisma di alcune classi di edifici esistenti in muratura: la perdita di capacità intesa come perdita di funzionalità subita a fronte di diverse sollecitazioni sismiche è stata messa in relazione con il danno fisico mediante analisi basate su parametri fisico-meccanici ricavabili da indagini e rilievi di tipo sintetico/speditivi (Cherubini et al., 2009).

Lo studio realizzato nell'ambito del Task ha considerato, come centro urbano campione, il Centro Storico di Sulmona (§ 2.3.3): pertanto, la analisi svolte, pur mantenendo un carattere generale, legato all'impostazione per classi delle analisi, trovano spesso riferimento nelle tipologie dell'edificato rappresentative del Centro.

In particolare il lavoro svolto, illustrato nel seguito, ha considerato modelli meccanici semplificati di edifici-tipo, su cui svolgere analisi statiche non-lineari da cui ricavare curve di capacità: questi modelli sono tra loro differenziati e suddivisi in diverse classi sulla base dei parametri che li costituiscono.

4.2 Individuazione e scelta dei parametri

Per individuare i parametri fisico-meccanici (Borzi et al., 2008) necessari a descrivere la capacità iniziale di resistenza al sisma degli edifici prototipo allo studio in relazione al livello di analisi individuato (Livello 1 - § 1.1.3), sono state prese in considerazione diverse fonti di informazione e in particolare:

- la scheda AeDES (§ 2.2.1.1);
- la classificazione tipologica proposta dalla scala EMS98 (§ 1.1.2), parzialmente modificata;
- le indagini condotte durante le campagne di rilievo del 1999 e del 2006 sul centro storico di Sulmona (Cifani et al., 2006).

L'analisi delle diverse sezioni che compongono la "Scheda di 1° livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza post-sismica"

AeDES 05/2000 e in particolare l'analisi della Sezione 3 ha consentito di individuare quei dati tipologici che sono abitualmente raccolti tramite un rilievo in sito di Livello 1.

Altri importanti parametri sono stati dedotti dalla classificazione tipologica proposta dalla scala EMS98, così come rielaborata in (Giovinazzi e Lagomarsino, 2001): la Tabella 4.1 distingue, in primo luogo, le costruzioni in funzione del materiale strutturale: muratura, calcestruzzo armato, acciaio e legno. Per ciascuna categoria sono quindi individuate differenti tipologie costruttive: per le costruzioni in muratura sono considerate sette tipologie che rappresentano piuttosto bene la tradizione costruttiva italiana, molto varia per materiali, tecnica di posa in opera e particolari costruttivi.

Tabella 4.1 – Classificazione tipologica del costruito (Giovinazzi e Lagomarsino, 2001)

Tipologie		Descrizione
MURATURA	M1	Pietra grezza (ciottoli, pietrame, mista)
	M2	Case in terra o con mattoni crudi
	M3	Pietre sbozzate o a spacco
	M4	Pietre squadrate
	M5	Mattoni
	M6	Muratura non armata (pietra lavorata, laterizi o blocchi di cemento) con solai in c.a.
	M7	Muratura armata o confinata
CEMENTO ARMATO	RC1	Telaio in c.a. (in assenza di progetto antisismico)
	RC2	Telaio in c.a. (con progetto antisismico a bassa duttilità)
	RC3	Telaio in c.a. (con progetto antisismico elevato)
	RC4	Pareti di taglio (in assenza di progetto antisismico)
	RC5	Pareti di taglio (con progetto antisismico a bassa duttilità)
	RC6	Pareti di taglio (con progetto antisismico elevato)
PRE FABBR.	PC1	Edificio prefabbricato a setti portanti in c.a.
	PC2	Telaio in cemento armato prefabbricato con pareti di taglio in c.a.
ACCIAIO	S1	Edificio in acciaio con telaio a nodi rigidi
	S2	Edificio in acciaio con telaio rinforzato da controventi
	S3	Edificio con telaio in acciaio e tamponature in muratura non rinforzata
	S4	Telaio in acciaio con pareti di taglio in cemento armato gettate in opera
LEGNO	W1	Strutture in legno

Per le murature si propone la seguente descrizione delle tipologie, che sono nominalmente legate alle caratteristiche del materiale muratura, ma in realtà sono associate ad un insieme di caratteristiche dell'organismo strutturale (altezza, dimensione dei vani, solai).

- M1 - Pietra grezza (ciottoli, pietrame, mista): costruzioni minori nelle quali vengono utilizzate pietre non lavorate e malta di qualità scadente, che danno origine a costruzio-

- ni pesanti e di scarsa resistenza alle azioni orizzontali. Gli orizzontamenti sono tipicamente in legno e non consentono ripartizioni delle azioni tra le pareti; in presenza di volte in muratura, le catene sono assenti o in numero limitato (Ferrini et al., 2004).
- M2 - Case in terra o con mattoni crudi: costruzioni presenti solo in aree di limitata estensione, dove le caratteristiche dell'argilla consentivano tale tecnica costruttiva, tuttavia molto varia e caratterizzata da comportamenti diversi nei riguardi del sisma. In alcuni casi la terra, semplicemente impastata con acqua, era utilizzata come un conglomerato gettato in casseforme di legno; elementi lignei, orizzontali o verticali ma non connessi tra loro, erano utilizzati per il collegamento tra le pareti. Altre volte si ha una muratura di mattoni crudi, ovvero essiccati al sole, con interposta malta che presenta, in genere, caratteristiche piuttosto scarse. Infine, esistono edifici con una vera e propria intelaiatura lignea, nei quali la terra od i mattoni crudi costituiscono una tamponatura fortemente collaborante; queste costruzioni si comportano piuttosto bene in quanto, anche se le tamponature si danneggiano, i telai in legno restano integri grazie alla loro buona duttilità.
 - M3 - Pietre sbazzate o a spacco: le costruzioni in pietre sbazzate o a spacco differiscono da quelle in pietra grezza in quanto le pietre hanno avuto una qualche lavorazione prima del loro impiego. La muratura risulta quindi di migliore resistenza, in quanto presenta una disposizione per corsi orizzontali, una buona alternanza dei giunti verticali ed una minore necessità di malta, anche grazie all'uso di scaglie o zeppe; inoltre, si riscontra spesso l'utilizzo di pietre più grandi, disposte trasversalmente per collegare i due paramenti nello spessore o alternate nei cantonali e nei martelli, per migliorare l'ammorsamento tra le pareti ortogonali. Possono essere inclusi in questa tipologia anche gli edifici con muratura in pietra grezza, purché intercalata con regolarità da strati orizzontali realizzati in mattoni o con pietre lavorate (muratura listata).
 - M4 - Pietre squadrate: le costruzioni realizzate con pietre grandi ed accuratamente squadrate sono in genere gli edifici monumentali, i castelli, le ville, i palazzi, ecc.. Per quanto riguarda le costruzioni ordinarie, questo tipo di muratura venne utilizzato solo nel Medioevo quando le pietre venivano lavorate con grande accuratezza. Quindi, questi edifici possiedono generalmente grande resistenza, limitato degrado (per il ridotto impiego di malta) e, conseguentemente, un buon comportamento sismico.
 - M5 - Mattoni: costruzioni antiche in muratura di mattoni, che presentano differenti tipologie di solaio: volte in muratura, solai in legno, solai metallici con voltine in laterizio. Gli edifici più recenti che presentano cordoli continui lungo tutto lo spessore murario e solai in latero-cemento devono essere considerati come di tipologia M6. Gli edifici in mattoni mostrano un buon comportamento se sono presenti catene metalliche a collegamento delle pareti. In genere, la vulnerabilità è influenzata dal numero, dalla dimensione e dalla posizione delle aperture: grandi aperture comportano infatti maschi murari e cantonali di dimensioni ridotte; inoltre è preferibile una distribuzione regolare

delle aperture. Infine vanno considerati gli spessori murari e la distanza tra i muri interni di spina per indicare la presenza di grandi facciate senza irrigidimenti perpendicolari.

- M6 - Muratura non armata (pietra lavorata, blocchi di cemento) con solai in c.a.: negli edifici in muratura più recenti, quelli eseguiti nella seconda metà del XX secolo, le pareti sono in genere realizzate con elementi artificiali (mattoni, laterizi forati, blocchetti in conglomerato) o con pietre tenere lavorate (tufo, calcarenite, ecc.); a livello dei solai, solitamente di tipo latero cementizio è in genere presente un cordolo in c.a.. Tali costruzioni si comportano in media piuttosto bene, in quanto si crea un sistema scatolare che effettivamente riduce il rischio di crollo delle pareti fuori dal piano. Tutto ciò non sempre avviene quando i cordoli sono realizzati successivamente, nell'ambito di interventi di rinforzo (adeguamento sismico); l'inserimento del cordolo in breccia nell'originale paramento murario può comportare un indebolimento complessivo del sistema strutturale.
- M7 - Muratura armata o confinata: nella muratura armata vengono inserite barre o reti in acciaio, verticali e/o orizzontali, in fori presenti negli elementi o nei giunti orizzontali di malta; in tal modo si viene a creare un materiale composito particolarmente duttile e di elevata resistenza. La muratura confinata consiste in una muratura costruita all'interno di una maglia di colonne e travi in c.a., che tuttavia non sono armate in modo tale da essere considerate strutturalmente un telaio in c.a.; la muratura non costituisce quindi solo una tamponatura, ma rappresenta il principale elemento strutturale.

Da ultimo, per tenere in considerazione, all'interno delle categorie più generali, i parametri tipologici caratteristici dell'edificato in muratura della città di Sulmona, sono stati analizzati i dati risultanti da due campagne di rilievo: la prima, svolta nel 1999 nell'ambito di un progetto di rilievo e valutazione della vulnerabilità sismica dell'edilizia storica promosso dalla Regione Abruzzo, ha riguardato il censimento speditivo dell'intera popolazione di edifici del centro della città; la seconda, realizzata nel 2006 nell'ambito del Progetto S.I.S.M.A. (System Integrated for Security Management Activities), ha visto il completamento e l'integrazione delle informazioni rilevate estensivamente nella precedente campagna e ha permesso la realizzazione di un database e di una base cartografica GIS, che contengono tutte le informazioni relative alle caratteristiche degli edifici rilevati (158 aggregati in muratura, per un totale di circa 1200 unità strutturali, e 52 complessi in calcestruzzo armato, corrispondenti a circa 60 unità strutturali).

Ai fini del presente lavoro, sono state esaminate alcune voci specifiche che consentono da un lato di conoscere le tipologie costruttive più ricorrenti a Sulmona e dall'altro di classificare la popolazione di edifici in base ad alcuni parametri caratteristici. In particolare, all'interno del campione complessivo di edifici rilevati nel centro storico della città, sono stati studiati edifici aventi struttura portante in muratura (trascurando quelli in cemento armato) per un totale di circa 1000 unità: i parametri più significativi (Tabella 4.2) sono quel-

li che riguardano la tipologia strutturale (strutture verticali e orizzontali, tipo di copertura) e i collegamenti tra strutture verticali e orizzontali (presenza di cordoli o catene, ammortamento tra i muri).

Tabella 4.2 – Parametri che caratterizzano maggiormente gli edifici storici di Sulmona

Parametro	Caratteristiche del parametro	Edifici presenti nel database (n°)
Strutture verticali	Pietra sbozzata	906
	Pietra arrotondata	74
	Blocchetti di tufo	9
	Mattoni	11
Strutture orizzontali	Legno	11
	Putrelle e voltine o tavelloni	865 (324 con catene)
	Volte	116 (33 con catene)
	Laterocemento	8
Copertura	Legno	592
	Laterocemento	408
Collegamenti tra strutture verticali e orizzontali	Normativa riparazioni	141
	Cordoli e/o catene a tutti i livelli	65
	Buon ammortamento tra i muri	783
	Senza cordoli, cattivo ammortamento	11

Si osserva che la tipologia costruttiva più diffusa all'interno della popolazione di edifici storici rilevati nel centro di Sulmona è quella costituita da unità che presentano murature in pietra sbozzata, solai intermedi in putrelle e voltine o tavelloni (ma spesso al piano terra si trovano volte) e solaio di copertura prevalentemente in legno, anche se spesso questo è stato sostituito da uno in laterocemento durante lavori di ristrutturazione. Le strutture verticali sono tra loro ben ammortate e spesso si notano catene metalliche ad altezza dei solai, anche se raramente esse sono presenti a tutti i livelli dell'edificio.

Sulla base delle informazioni ottenute analizzando la scheda AeDES, la classificazione tipologica data dalla scala EMS98 modificata e il database elaborato a seguito le campagne di rilevamenti effettuate nel 1999 e nel 2006, è stato possibile individuare i parametri più significativi utili alla suddivisione in classi di vulnerabilità di modelli che rappresentano in maniera semplificata il costruito diffuso in muratura (Tabella 4.3): come detto, infatti, il tentativo perseguito è stato quello di elaborare dei modelli che presentino delle tipologie corrispondenti a quelle più ricorrenti nell'edificato in muratura, includendo parametri caratteristici delle tipologie costruttive proprie degli edifici del centro storico di Sulmona.

Le tipologie murarie sono riprese da quelle individuate nella normativa (§ C8A.2 Circolare 617/2009; Allegato 11.D dell'O.P.C.M. 3431/2005), mentre per quanto riguarda la configurazione geometrica e strutturale dei modelli si rimanda al § 4.4.

Tabella 4.3 – Parametri considerati

Tipologia di muratura	Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)
	Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno
	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
	Muratura a blocchi lapidei squadrate
Tipologia dei solai (piani intermedi e coperture)	Solaio in legno con travetti affiancati e tavolato doppio
	Solaio in putrelle e tavelloni
	Volte
	Solaio in laterocemento
Numero di piani	2 piani
	3 piani
	4 piani
Altezza interpiano	H = 270 cm
	H' = 320 cm
Presenza di tiranti o cordoli	
Presenza di setti interni	

4.3 Definizione delle classi di vulnerabilità

Le classi di vulnerabilità costituiscono un modo per raggruppare edifici anche diversi, ma caratterizzati da un comportamento analogo nei riguardi dell'azione sismica; a ciascuna classe di vulnerabilità viene quindi associata una relazione tra intensità del terremoto e danno subito (Bernardini, 2004).

Viene qui proposta una attribuzione diretta tra tipologia costruttiva e classe di vulnerabilità più probabile. Anche la classificazione vista in precedenza (Tabella 4.1), che si basa su alcune modifiche alla scala EMS98 (Tabella 1.1), fornisce una relazione tra tipologia costruttiva e classe di vulnerabilità, come indicato nella Tabella 4.4 con riferimento alla sola tipologia costruttiva in muratura.

Tabella 4.4 – Attribuzione della classe di vulnerabilità alle diverse tipologie (Giovinazzi e Lagomarsino, 2001): ■ Classe più probabile; ● Classe possibile; ○ Classe poco probabile (casi eccezionali)

Tipologie		Classi di vulnerabilità					
		A	B	C	D	E	F
MURATURA	M1	■					
	M2	■	●				
	M3	○	■				
	M4		●	■	○		
	M5	○	■	○			
	M6		●	■			
	M7			●	■	○	

A partire dai parametri individuati nel § 4.2 (v. Tabella 4.3), è stato definito un raggruppamento in cui si sono considerate solo le tre classi di vulnerabilità più rappresentative di edifici in muratura esistenti (le classi A, B e C). Ogni classe è quindi caratterizzata da un insieme di parametri le cui variabili individuano il numero complessivo di modelli da analizzare per ciascun raggruppamento (Tabella 4.5).

Applicando questa classificazione dei parametri al campione di edifici rilevati nel centro storico di Sulmona e presenti nel database, risulta che un numero considerevole di questi rientra nella classe B (856 su un totale di 1000), 116 presentano le caratteristiche della classe A, mentre soltanto 10 appartengono nella classe C.

Tabella 4.5 – Determinazione della classe di vulnerabilità in funzione dei parametri scelti

Classe di vulnerabilità	Tipo di parametro	Variabili	Numero variabili	Numero modelli
CLASSE A	Tipologia di muratura	Muratura in pietrame disordinata (NTC e OPCM)	2	16
	Tipologia di solaio	Volte / Solaio in legno (tavolato doppio)	2	
	Copertura	Legno	1	
	Numero di piani	2 / 3	2	
	Altezza interpiano	270 / 320 cm	2	
	Presenza di tiranti	No	1	
	Presenza di setti interni	No	1	
CLASSE B	Tipologia di muratura	Muratura a conci sbozzati (NTC) / Mattoni (NTC)	2	48
	Tipologia di solaio	Volte / Solaio in putrelle e tavelloni	2	
	Copertura	Legno / Laterocemento	2	
	Numero di piani	2 / 3 / 4	3	
	Altezza interpiano	320 cm	1	
	Presenza di tiranti	Sì / No	2	
	Presenza di setti interni	Sì	1	
CLASSE C	Tipologia di muratura	Muratura a blocchi lapidei squadriati (NTC)	1	12
	Tipologia di solaio	Solaio in laterocemento	1	
	Copertura	Laterocemento	1	
	Numero di piani	2 / 3 / 4	3	
	Altezza interpiano	270 / 320 cm	2	
	Presenza di cordoli	Sì	1	
	Presenza di setti interni	Sì / No	2	

4.4 Modellazione meccanica

L'analisi statica non-lineare (cfr. § C7.3.4.1 delle Istruzioni per l'applicazione delle NTC 2008) riveste per diversi motivi una notevole importanza nell'ambito dello studio sismico, essendo ormai riconosciuta da diversi anni come un efficace strumento di previsione approssimata della risposta sismica delle strutture. L'attuale normativa italiana (NTC 2008) propone un metodo che si basa su una procedura semplificata, in cui il problema della valutazione della massima risposta attesa, conseguente all'accadimento di un determinato evento sismico, è ricondotto allo studio di un sistema non-lineare ad un unico grado di libertà equivalente al modello dotato di n gradi di libertà, che rappresenta la struttura reale. La caratteristica comune di queste procedure è quella di basarsi sull'uso di analisi statiche non-lineari (pushover) per caratterizzare poi il sistema sismico resistente tramite curve di capacità, che rappresentano l'involuppo dei cicli d'isteresi prodotti durante il sisma e possono essere considerate come un indicatore del comportamento post-elastico della struttura (Magenes et al., 2000). La curva ottenuta dalle analisi pushover riporta l'andamento del taglio risultante alla base rispetto allo spostamento orizzontale di un punto di controllo della struttura e si ottiene assegnando una prefissata distribuzione di forze che sono incrementate in maniera statica e monotona, fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale. La distribuzione di carico applicata ha lo scopo di rappresentare la distribuzione delle forze inerziali indotta dall'evento sismico. Ad ogni punto della curva corrisponde uno specifico stato di danno dell'intero sistema, ed è possibile pertanto associare a determinati livelli di spostamento il grado di funzionalità atteso e il danno corrispondente: la curva viene convertita in una bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico, normalmente calcolata considerando un periodo equivalente (di strutture danneggiate) e un'energia di dissipazione equivalente.

Il programma utilizzato per svolgere questo tipo di analisi è il software 3Muri, sviluppato nel campo della ricerca in ingegneria sismica da un gruppo di ricercatori (prof. S. Lagomarsino, DISEG Università degli Studi di Genova; ing. A. Penna, Ricercatore presso EUCENTRE di Pavia; ing. A. Galasco): esegue analisi statiche non-lineari di edifici in muratura e misti (muratura ed elementi in c.a., acciaio, legno) e opera seguendo i criteri di vari strumenti normativi, tra cui l'O.P.C.M. 3274/2003, così come modificata dalla O.P.C.M. 3431/2005, e le NTC 2008.

Il modello di riferimento è quello a telaio equivalente tridimensionale, in cui la struttura risulta modellata dall'assemblaggio di strutture piane, le pareti e gli orizzontamenti, prive di rigidità flessionale fuori piano; la modellazione del comportamento globale è quindi basata sul comportamento delle pareti esclusivamente nel proprio piano.

Nello specifico degli edifici esistenti, vengono determinate le porzioni di muratura, maschi murari e fasce di piano, in cui si concentrano deformabilità e danneggiamento. Esse vengono modellate attraverso la formulazione di macroelementi finiti bidimensionali aventi modello comportamentale non-lineare, rappresentativi dei pannelli murari, a due nodi con

tre gradi di libertà per nodo e due gradi di libertà aggiuntivi interni. Come è verificabile dalle osservazioni dei danni di sismi reali e da simulazioni sperimentali e numeriche, il macroelemento muratura nella sua parte centrale coglie il comportamento a taglio e nelle zone periferiche il comportamento a pressoflessione. Le restanti porzioni di parete vengono considerate come nodi rigidi bidimensionali di dimensioni finite a cui sono connessi i macroelementi. Grazie a questa suddivisione in nodi ed elementi, il modello della parete diviene quindi del tutto assimilabile a quello di un telaio piano.

Con questo programma sono stati studiati diversi modelli, distinti per classe di vulnerabilità, in modo da determinare le rispettive curve di capacità. In particolare si sono esaminati 16 modelli per la classe A, 48 per la classe B e 12 per la classe C, costruiti al variare dei parametri riportati in Tabella 4.5.

La configurazione geometrica dei modelli si modifica con il numero dei piani, l'altezza interpiano e la presenza o meno di setti interni. Lo spessore dei maschi murari, inoltre, varia con le caratteristiche meccaniche del materiale che costituisce la muratura e con i parametri precedentemente indicati. Lo studio degli spessori dei pannelli murari si è basato sulla verifica dell'analisi statica da parte dei setti maggiormente sollecitati dal carico delle strutture sovrastanti (pareti e orizzontamenti) e quindi quelli al piano terra: i modelli aventi caratteristiche meccaniche delle murature scadenti sono quelli che presentano gli spessori murari, e di conseguenza le aree resistenti, maggiori. I valori ottenuti sono stati comunque sempre confrontati con quelli tipicamente osservati in casi reali.

I valori numerici utilizzati per le caratteristiche meccaniche delle murature sono dati dalla normativa (§ C8A.2 Circolare 617/2009; Allegato 11.D dell'O.P.C.M. 3431/2005) in funzione delle tipologie individuate (Binda, 2000).

Come indicato nella Tabella 4.5, sono state considerate diverse tipologie di solaio e copertura (legno, putrelle e tavelloni, volte, laterocemento), le cui caratteristiche sono state ricavate a partire da un opportuno dimensionamento di massima: per ogni tipologia di orizzontamento sono stati così calcolati, mediante analisi dei carichi, valori attendibili dei pesi permanenti e accidentali per i piani intermedi e per le coperture. Per i solai di interpiano si è distinto tra:

- solai in legno a travetti affiancati e tavolato doppio: presenta una semplice orditura di travicelli lignei su cui appoggiano un doppio tavolato e la pavimentazione. Tale orizzontamento è caratteristico di molti edifici esistenti: risulta essere molto leggero, ma al tempo stesso deformabile e scarsamente ammorsato alla muratura, se non con le teste delle travi, risultando particolarmente idoneo ad essere utilizzato per modelli appartenenti alla classe di vulnerabilità A;
- solai in putrelle e tavelloni: prevede l'utilizzo di travi portanti in ferro (generalmente IPE) su cui poggiano elementi di alleggerimento in laterizio (tavelloni) sui quali sono posate una cappa collaborante in calcestruzzo e la pavimentazione. All'intradosso è solitamente presente un controsoffitto. Risulta essere più pesante rispetto a quello in le-

gno, ma contribuisce a creare una struttura più rigida e resistente; per tale motivo questa tipologia è stata scelta per la modellazione di edifici di classe B;

- volte in muratura: sono molto diffuse negli edifici storici, in particolar modo ai livelli più bassi della struttura (piani interrati o piani terra), costituiti da una parte strutturale (l'arco) di spessore limitato, sopra cui viene posto un materiale di riempimento dalle caratteristiche meccaniche inferiori. L'elemento "volta" è stato utilizzato per modelli di classe B, che presentano murature capaci di sostenere strutture pesanti e di sopportare le spinte da queste create;
- solai in laterocemento: è il tipo di orizzontamento più recente tra quelli esaminati e molto spesso viene rilevato all'interno di edifici storici perché l'operazione di sostituzione del solaio rientra tra i possibili interventi di consolidamento che possono essere effettuati. Si è considerato costituito da pignatte in laterizio forato, intervallate da travetti di calcestruzzo armato gettato in opera. Sopra la soletta strutturale è presente uno strato di allettamento su cui viene posta la pavimentazione. Il solaio, associato alla presenza di cordolo perimetrale, è stato scelto per gli edifici appartenenti alla classe C di vulnerabilità.

Per i solai di copertura si è distinto tra:

- copertura in legno a travetti affiancati e tavolato doppio: è quasi identica al corrispondente solaio di interpiano, ma si notano alcune differenze nella scelta degli strati funzionali (strato impermeabilizzante e rivestimento in coppi). È stata utilizzata per tutti gli edifici di classe A e alcuni di classe B.
- Copertura in laterocemento: differisce in modo limitato rispetto a quello interpiano. Esso caratterizza i modelli di classe C, che quindi sono costituiti esclusivamente da solai (sia interpiano che di copertura) in laterocemento.

Vengono di seguito riportate piante e prospetti dei modelli considerati. In Figura 4.1 è illustrata la geometria (pianta, prospetti e assonometrie) di un modello a due piani, con altezza interpiano pari a 270 cm e privo di setti interni.

Tutti i modelli studiati presentano le stesse dimensioni in pianta, avente forma rettangolare e lunghezza degli assi baricentrici dei pannelli murari pari a 810 e 610 cm; lo spessore delle pareti perimetrali è, come detto, variabile. La geometria dei fori resta inalterata; nel prospetto AB è situata una porta ($h = 240$ cm, $l = 200$ cm), nel prospetto BC si trovano due finestre di uguali dimensioni ($h = 150$ cm, $l = 100$ cm), mentre i restanti due lati (prospetti BC e AD) presentano ciascuno una finestra della stessa grandezza di quelle precedenti.

Numero di piani: 2
 Altezza interpiano: 270 cm
 Setti interni: No

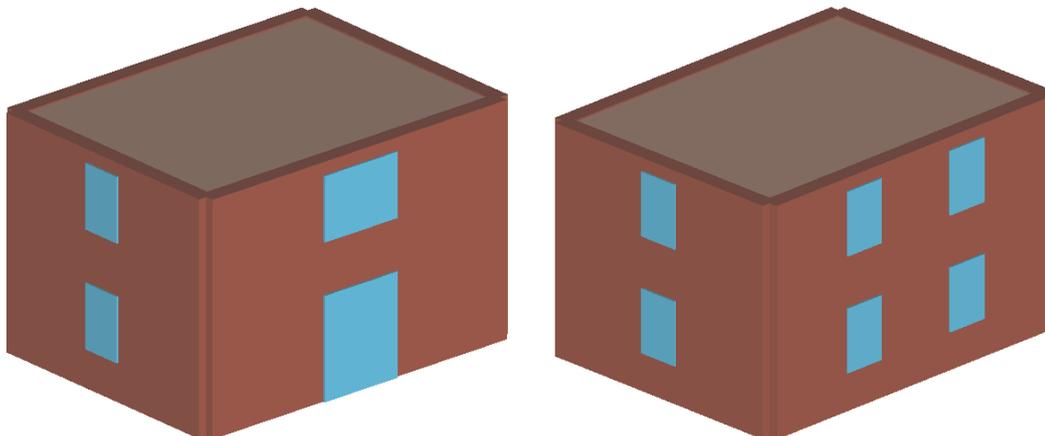
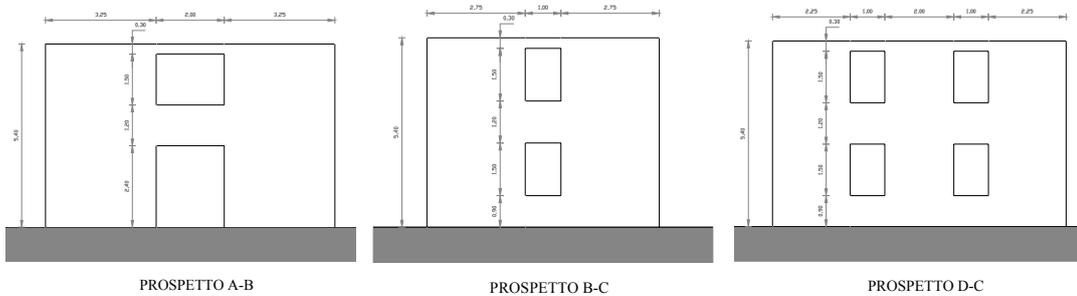
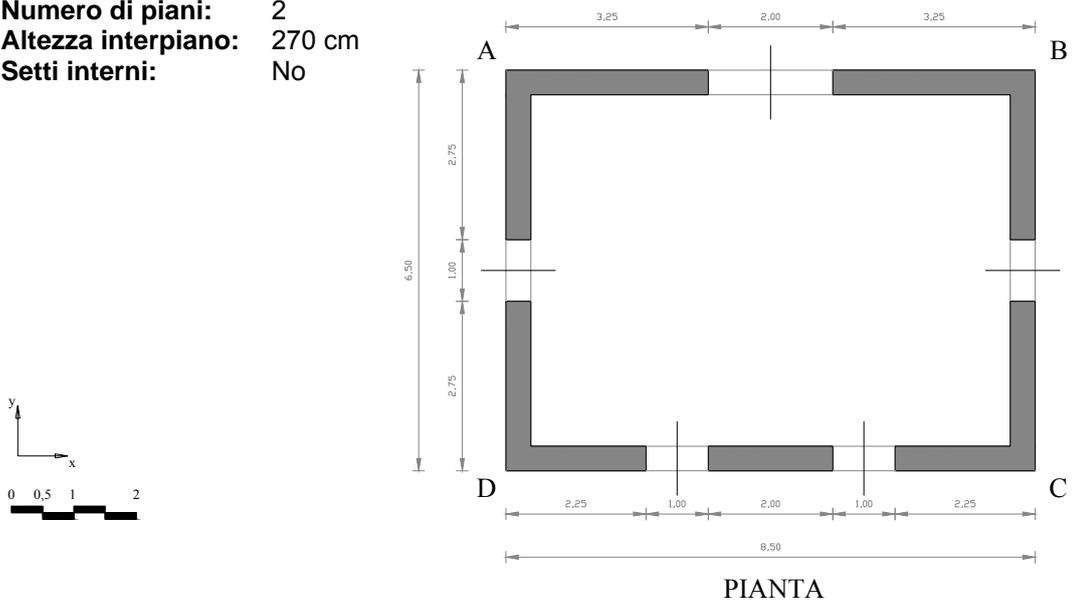


Figura 4.1 – Pianta, prospetti e assonometrie del modello considerato (caso senza setti)

Nella Figura 4.2 sono, invece, inserite le sole assonometrie dei casi in cui varia il numero di livelli (3 o 4 piani) mantenendo costante l'altezza interpiano. È possibile notare la riduzione dello spessore murario all'aumentare del numero di piani, accorgimento che rende il modello più prossimo ad un caso reale.

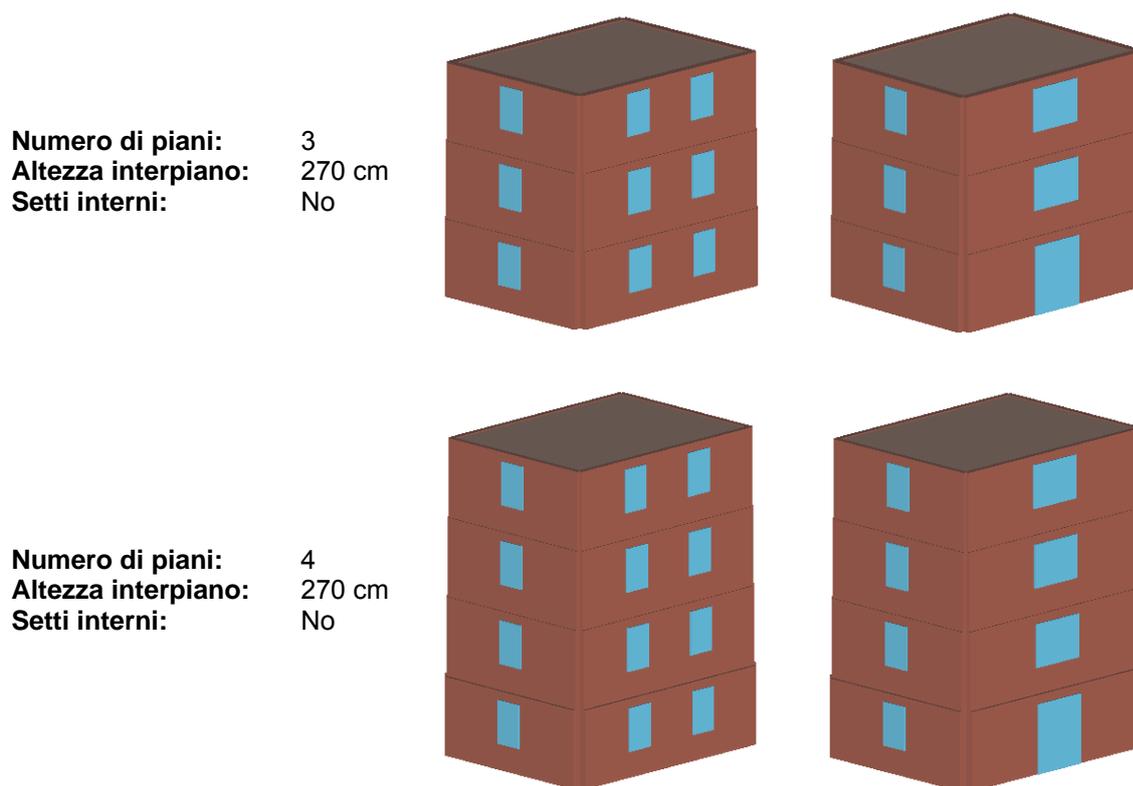
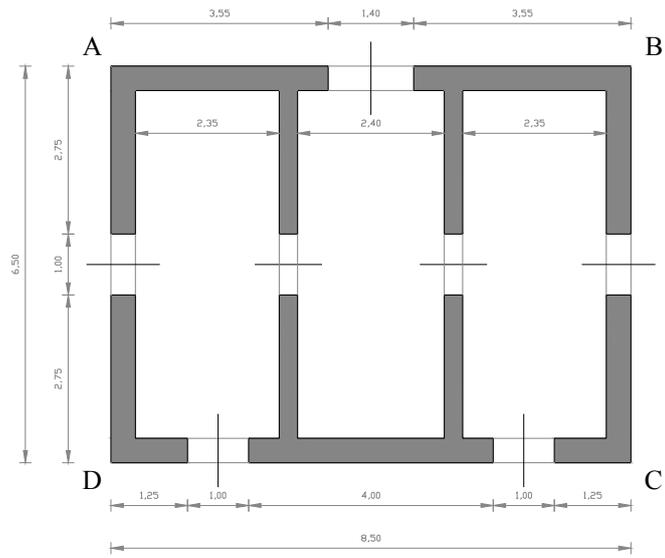
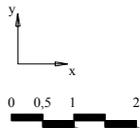


Figura 4.2 – Variazioni geometriche rispetto al caso considerato (caso senza setti)

Nel caso di modelli aventi setti murari interni, vengono effettuate diverse modifiche di tipo geometrico. Le dimensioni in pianta rimangono inalterate (810 x 610 cm), gli spessori dei setti murari perimetrali variano, mentre i setti interni presentano uno spessore di 30 cm. La grandezza delle forature non viene modificata, mentre la loro disposizione subisce alcune variazioni, in particolare le finestre del prospetto DC vengono spostate verso i prospetti AD e BC, mentre nel fronte principale la porta d'ingresso ha una larghezza che passa da 200 cm a 140 cm. Si nota che i setti interni presentano ciascuno un'apertura di dimensioni pari a 100 cm di larghezza e 240 cm di altezza. Anche in questo caso in Figura 4.3 si rappresentano pianta, prospetti e assonometrie di un modello a 2 piani, con altezza interpiano pari a 270 cm e con la presenza di setti interni. Tali pareti hanno comportato la modifica dell'orientamento degli orizzontamenti, la cui orditura risulta ora parallela all'asse x. Successivamente, nella Figura 4.4 vengono riportate le sole assonometrie elaborate dal programma 3Muri per i casi a 3 e 4 piani. In base all'osservazione delle assonometrie dei modelli è possibile notare la presenza dei cordoli lungo il perimetro dell'edificio a livello di tutti gli orizzontamenti, riconoscibili grazie ad una differente colorazione (tono grigio) rispetto ai setti in muratura semplice (tono rosso).

Numero di piani: 2
 Altezza interpiano: 270 cm
 Setti interni: Sì



PIANTA

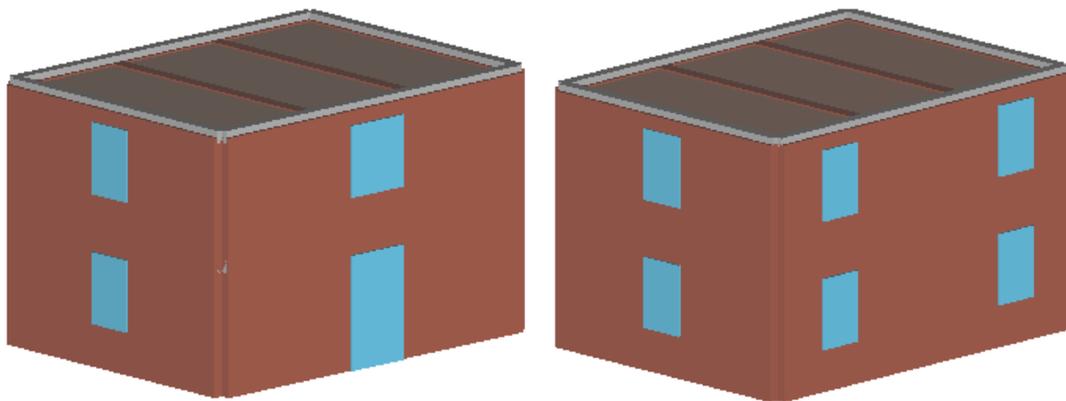
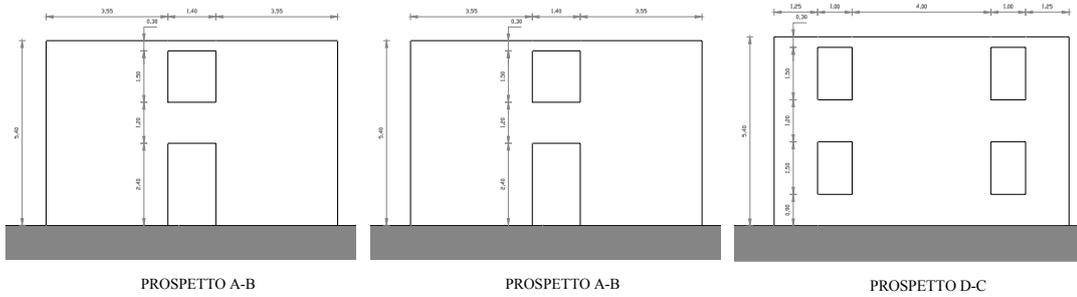


Figura 4.3 – Pianta, prospetti e assonometrie del modello considerato (caso con setti interni)

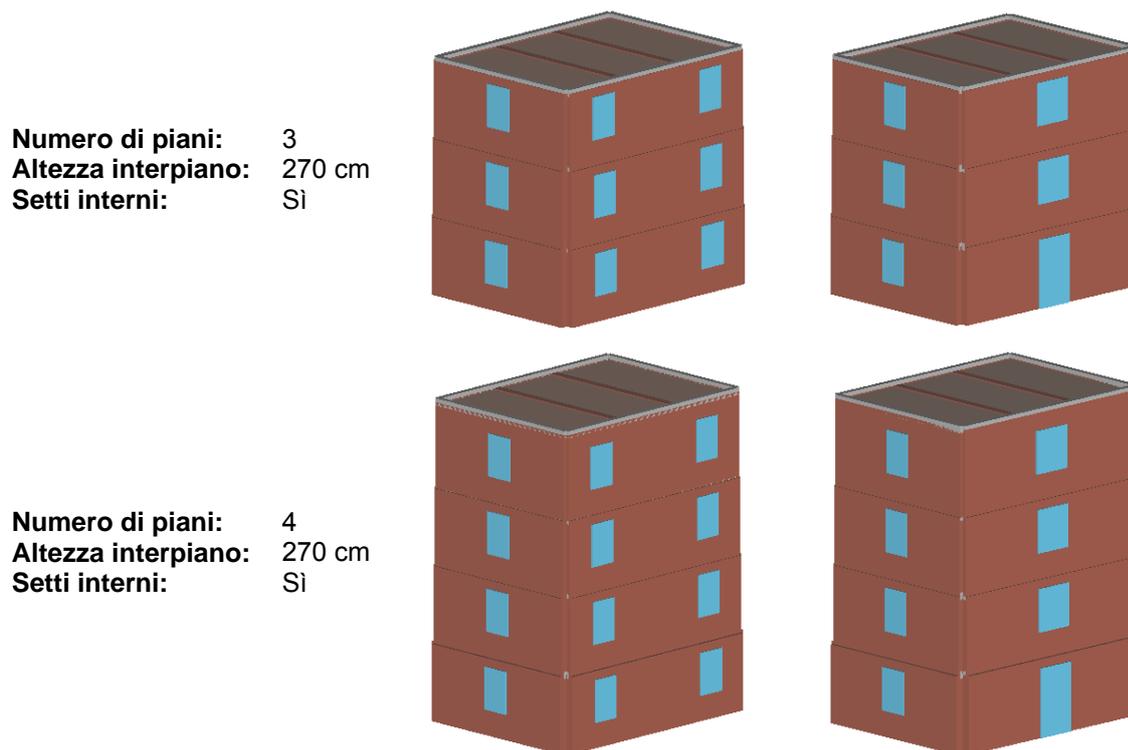


Figura 4.4 – Variazioni geometriche rispetto al caso considerato (caso con setti interni)

Riassumendo, le variabili di tipo geometrico precedentemente descritte costituiscono parte dei parametri che differenziano i diversi modelli: oltre al numero di piani, all'altezza interpiano e alla presenza di setti interni, sono state considerate come variabili le caratteristiche meccaniche delle murature, le tipologie dei solai e l'esistenza di presidi antisismici come tiranti metallici o cordoli in cemento armato.

Sono state quindi elaborate delle analisi pushover per i modelli delle tre classi di vulnerabilità, al fine di ottenere le corrispondenti curve di capacità. Nel complesso, sono state eseguite 16 analisi per edifici in classe A, 48 analisi per quelli in classe B, e 12 per quelli in classe C (v. Tabella 4.5), ottenendo un campione di 76 curve. Nelle seguenti tabelle vengono elencati i diversi modelli, ognuno definito in modo univoco da un particolare set di parametri.

L'insieme dei modelli di classe A è dato dalla Tabella 4.6: la definizione per esteso dei parametri utilizzati è indicata in Tabella 4.5. La tipologia muraria considerata è data da una muratura in pietrame disordinata, le cui caratteristiche meccaniche si distinguono a seconda della normativa presa in esame: sono stati infatti considerati, per questa classe, i valori numerici dati sia delle Istruzioni per l'applicazione delle NTC 2008 (§ C8A.2) sia dall'O.P.C.M. 3431/2005 (Allegato 11.D). In effetti la norma attuale considera valori (in particolare la resistenza media a compressione f_m e il modulo di elasticità tangenziale G) superiori rispetto alla precedente.

Gli orizzontamenti dei livelli intermedi si distinguono in lignei con tavolato doppio e volte: quando queste ultime sono presenti, lo sono solamente al piano terra. Tutti i modelli elabo-

rati presentano solai di copertura in legno, e sono assenti setti interni e presidi antisismici. Si è scelto di non analizzare casi in cui il numero di piani fosse superiore a tre in quanto le scadenti caratteristiche della muratura non permettono la verifica dell'analisi statica di un modello simile, se non per spessori dei pannelli murari alla base (quelli maggiormente sollecitati dal carico della struttura soprastante) decisamente elevati (dell'ordine di 200-250 cm) e quindi difficilmente corrispondenti al caso reale.

Tabella 4.6 – Modelli individuati per la classe di vulnerabilità A

	CLASSE DI VULNERABILITÀ A							
	Caratteristiche murature		Altezza inter-piano		Numero piani		Solai intermedi	
	pietrame (NTC)	pietrame (OPCM)	h = 270	h' = 320	2	3	tav. doppio	volte
Modello 1	■		■		■		■	
Modello 2	■			■	■		■	
Modello 3	■		■			■	■	
Modello 4	■			■		■	■	
Modello 5	■		■		■			■
Modello 6	■			■	■			■
Modello 7	■		■			■		■
Modello 8	■			■		■		■
Modello 9		■	■		■		■	
Modello 10		■		■	■		■	
Modello 11		■	■			■	■	
Modello 12		■		■		■	■	
Modello 13		■	■		■			■
Modello 14		■		■	■			■
Modello 15		■	■			■		■
Modello 16		■		■		■		■

In Tabella 4.7 vengono riportati i modelli che appartengono alla classe B. In questo caso si è preferito trascurare la variazione dell'altezza interpiano, mantenendo tutti i modelli ad un valore $h = 320$ cm, a favore di tre nuovi parametri: setti interni, numero di piani e copertura (legno o laterocemento). Per il resto, essi sono caratterizzate da murature di discreta qualità e solai in putrelle e tavelloni o in laterocemento: anche in questo caso sono state considerate le volte al piano terra dal momento che questi elementi si ritrovano spesso all'interno delle costruzioni tipiche di questa classe. Nei casi che ne vedono la presenza, i tiranti sono opportunamente dimensionati mediante l'applicazione delle condizioni di equilibrio tra momenti ribaltanti (azione sismica) e stabilizzanti (forza peso e azione di trattenimento dei tiranti).

Tabella 4.7 – Modelli individuati per la classe di vulnerabilità B

	CLASSE DI VULNERABILITÀ B										
	Caratt. murature		Tiranti		Numero piani			Solai intermedi		Copertura	
	conci	mattoni	no	sì	2	3	4	volte	putr. e tav.	legno	Latero-cemento
Modello 1	■		■		■				■	■	
Modello 2	■		■			■			■	■	
Modello 3	■		■				■		■	■	
Modello 4	■		■		■			■		■	
Modello 5	■		■			■		■		■	
Modello 6	■		■				■	■		■	
Modello 7	■		■		■				■		■
Modello 8	■		■			■			■		■
Modello 9	■		■				■		■		■
Modello 10	■		■		■			■			■
Modello 11	■		■			■		■			■
Modello 12	■		■				■	■			■
Modello 13		■	■		■				■	■	
Modello 14		■	■			■			■	■	
Modello 15		■	■				■		■	■	
Modello 16		■	■		■			■		■	
Modello 17		■	■			■		■		■	
Modello 18		■	■				■	■		■	
Modello 19		■	■		■				■		■
Modello 20		■	■			■			■		■
Modello 21		■	■				■		■		■
Modello 22		■	■		■			■			■
Modello 23		■	■			■		■			■
Modello 24		■	■				■	■			■
Modello 25	■			■	■				■	■	
Modello 26	■			■		■			■	■	
Modello 27	■			■			■		■	■	
Modello 28	■			■	■			■		■	
Modello 29	■			■		■		■		■	
Modello 30	■			■			■	■		■	
Modello 31	■			■	■				■		■
Modello 32	■			■		■			■		■
Modello 33	■			■			■		■		■

Modello 34	■			■	■			■			■
Modello 35	■			■		■		■			■
Modello 36	■			■			■	■			■
Modello 37		■		■	■				■	■	
Modello 38		■		■		■			■	■	
Modello 39		■		■			■		■	■	
Modello 40		■		■	■			■		■	
Modello 41		■		■		■		■		■	
Modello 42		■		■			■	■		■	
Modello 43		■		■	■				■		■
Modello 44		■		■		■			■		■
Modello 45		■		■			■		■		■
Modello 46		■		■	■			■			■
Modello 47		■		■		■		■			■
Modello 48		■		■			■	■			■

La Tabella 4.8, infine, elenca i modelli esaminati per la classe di vulnerabilità C; in quest'ultimo studio tutti i modelli presentano la medesima tipologia muraria e di solaio, mentre i parametri variabili restano il numero di piani, l'altezza interpiano e la presenza di setti interni. I casi considerati sono caratterizzati da orizzontamenti in laterocemento e da un cordolo perimetrale in cemento armato, opportunamente dimensionato.

Tabella 4.8 – Modelli individuati per la classe di vulnerabilità C

	CLASSE DI VULNERABILITÀ C						
	Numero piani			Altezza interpiano		Setti interni	
	2	3	4	h = 270	h' = 320	no	sì
Modello 1	■			■		■	
Modello 2	■				■	■	
Modello 3		■		■		■	
Modello 4		■			■	■	
Modello 5			■	■		■	
Modello 6			■		■	■	
Modello 7	■			■			■
Modello 8	■				■		■
Modello 9		■		■			■
Modello 10		■			■		■
Modello 11			■	■			■
Modello 12			■		■		■

4.5 Analisi delle curve di capacità

Le curve di capacità fornite dal programma 3Muri sono state ottenute mediante analisi eseguite nelle due direzioni principali X ed Y (le due direzioni sono definite in accordo con la Figura 4.1 e la Figura 4.3), considerate nel solo verso positivo, e tenendo conto di entrambe le distribuzioni di carico uniformemente distribuito lungo tutta l'altezza dell'edificio e triangolare crescente con l'altezza dell'edificio previste per le analisi pushover; la prima è proporzionale alle masse, mentre la seconda è proporzionale al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione.

Data la simmetria del modello, che comporta l'uguaglianza dei risultati nei due versi delle direzioni principali, non sono state eseguite tutte le sedici analisi disponibili a causa del. Inoltre, sulla base dei risultati ottenuti, si è scelto di prendere in esame per tutti i modelli la curva di capacità determinata da un'analisi che presenta direzione del sisma lungo X, con verso positivo e carico sismico proporzionale alle masse, ritenendo che, per la quasi totalità dei casi, questa soluzione sia a favore di sicurezza.

In Figura 4.5, in Figura 4.6 e in Figura 4.7 vengono riportate le curve di capacità determinate mediante 3Muri, riunite in tre grafici che riguardano rispettivamente la classe di vulnerabilità A, B e C, mentre la Tabella 4.9 definisce le abbreviazioni utilizzate per descrivere ogni singolo modello. Tali rappresentazioni permettono di effettuare dei confronti tra le diverse curve ottenute al variare dei parametri analizzati.

Tabella 4.9 – Legenda dei parametri utilizzati

Legenda parametri		
Caratteristiche delle murature	Pi	Pietrame (NTC)
	Pi'	Pietrame (OPCM)
	C	Conci sbozzati
	M	Mattoni
Altezza interpiano	H	270 cm
	H'	320 cm
Numero di piani	2	
	3	
	4	
Solaio intermedio	td	Tavolato doppio
	v	Volte
	pt	Putrelle e tavelloni
Copertura	LG	Legno
	LT	Laterocemento
Presenza di tiranti (classe B)	s	Sì
	n	No
Presenza di setti interni (classe C)	s	Sì
	n	No

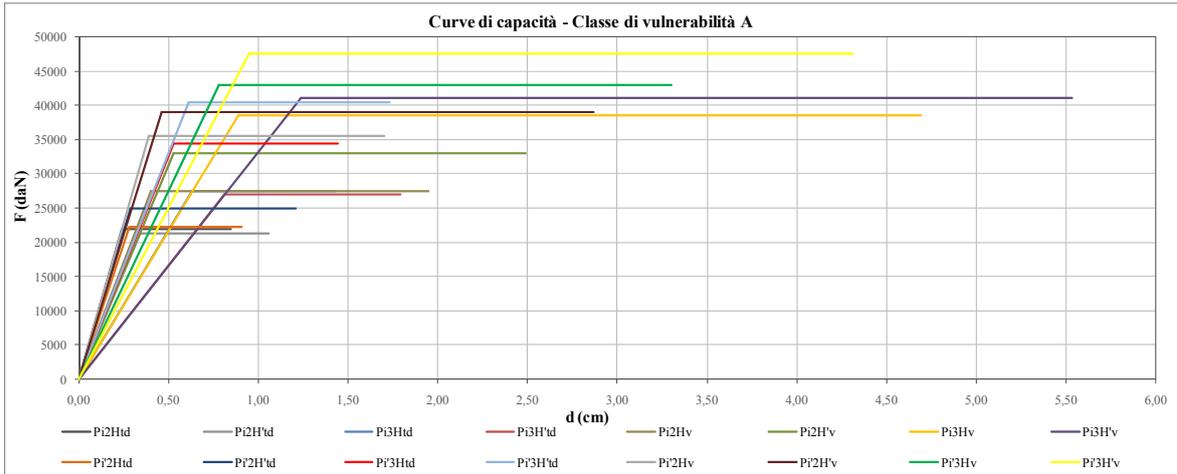


Figura 4.5 - Curve di capacità dei modelli appartenenti alla classe di vulnerabilità A

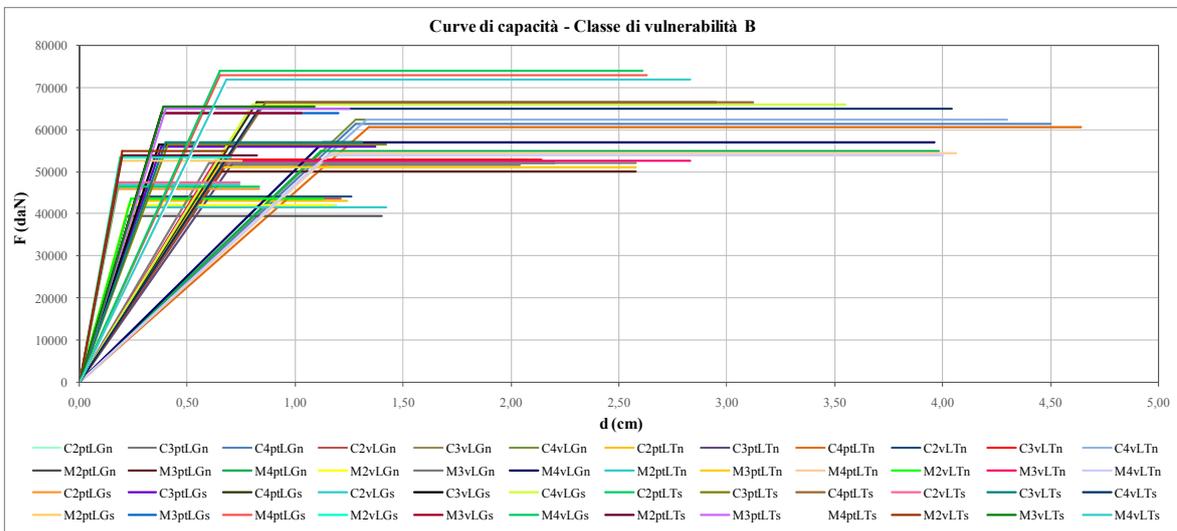


Figura 4.6 - Curve di capacità dei modelli appartenenti alla classe di vulnerabilità B

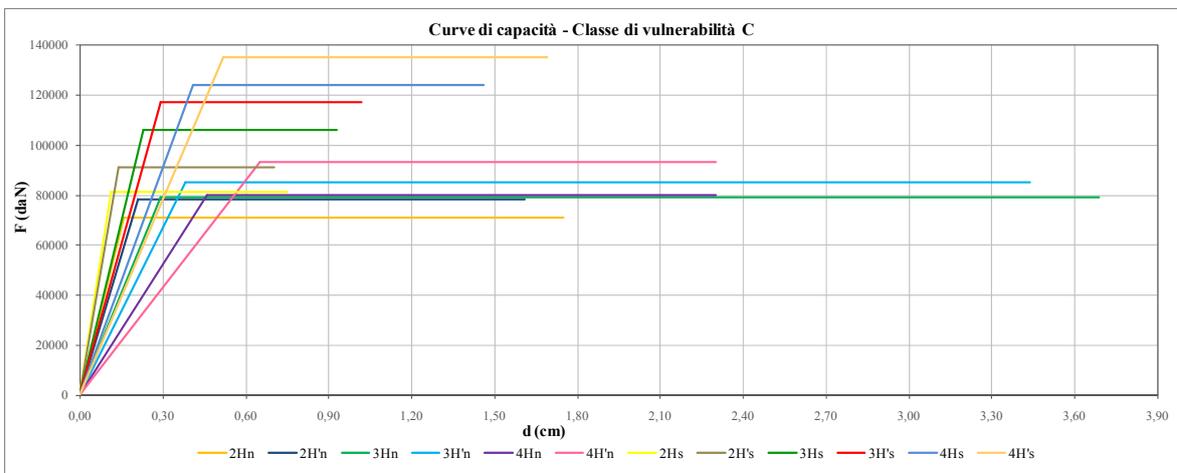


Figura 4.7 - Curve di capacità dei modelli appartenenti alla classe di vulnerabilità C

Le curve bilineari di capacità rappresentano l'evoluzione della risposta strutturale ad un'azione sismica orizzontale, dalla condizione iniziale non danneggiata (comportamento elastico), alla formazione e al progredire delle lesioni, alla perdita di equilibrio, fino al collasso: esse sono caratterizzate dal valore di snervamento di taglio alla base e dai valori di spostamento d_y (corrispondente alla condizione di plasticizzazione) e di spostamento ultimo d_u (capacità di spostamento massima dell'edificio).

Le scelte di tipo geometrico e strutturale effettuate in fase di modellazione hanno influito sulla risposta sismica data dai diversi modelli e sull'elaborazione delle curve di capacità:

- gli edifici che appartengono alla classe A sono quelli che presentano i valori minori di resistenza (asse delle ordinate nella curva pushover), non superando i 500 kN (Figura 4.5), e quelli maggiori di spostamento (asse delle ascisse nella curva pushover), raggiungendo in più occasioni i 4-5 cm;
- i modelli di classe B (Figura 4.6) hanno caratteristiche di resistenza superiori rispetto ai casi di classe A (da 400 a 800 kN), ma valori di spostamento inferiori (massimi attorno a 3-4 cm). Ciò denota un progressivo irrigidimento delle strutture con relativa perdita di deformabilità da parte delle componenti dell'edificio;
- le strutture che rientrano in classe di vulnerabilità C sono caratterizzate da elevati valori di resistenza (da 800 a 1400 kN), ma allo stesso tempo, essendo molto rigide, la capacità di spostamento risulta piuttosto limitata, non essendo superiore ai 2 cm ad eccezione di due casi in cui raggiunge i 3,5 cm circa;
- i modelli che presentano un numero di piani maggiore sono caratterizzati da valori superiori di resistenza e di spostamento (stati sia di plasticizzazione che ultimo), evidenziando una maggiore capacità di spostamento offerta dalla struttura. Tali modelli presentano inoltre una minore inclinazione del tratto elastico (individuato dal valore della rigidezza secante, definita come rapporto tra forza e spostamento corrispondenti alla condizione di plasticizzazione), mantenendo quindi un comportamento elastico anche per valori più elevati di taglio alla base F , definito come somma di tutte le forze di taglio orizzontali alla base, e di spostamento;
- i modelli che presentano migliori caratteristiche meccaniche della muratura presentano in genere valori di resistenza F superiori, piuttosto che maggiore capacità di spostamento: tale considerazione risulta però difficilmente riscontrabile dall'analisi delle curve di capacità elaborate, a causa degli effetti concomitanti legati alle variazioni di altri parametri;
- le curve di modelli che hanno altezze di interpiano diverse non differiscono tra loro in modo evidente: i valori degli spostamenti di plasticizzazione e ultimo sono molto simili, lasciando intendere che la capacità di spostamento di una struttura non subisce grandi modifiche al variare di questo parametro. In effetti, i valori assunti da questo parametro presentano differenze relativamente limitate

- il parametro setti interni è direttamente collegato all'area resistente dei setti murari: un suo aumento comporta un incremento della resistenza alle sollecitazioni esterne e un miglioramento del comportamento della struttura in termini capacitivi. Nei casi considerati, questo effetto è tuttavia limitato, essendo i setti interni inseriti in direzione Y mentre la direzione del sisma considerata nelle analisi è la X. I modelli aventi setti interni raggiungono valori di resistenza a taglio F superiori (a causa dell'aumento di area resistente delle porzioni murarie), anche se la capacità di spostamento d_u risulta essere minore; i tratti elastici sono quasi coincidenti con quelli dei modelli senza setti interni, con valori di spostamento corrispondenti alla condizione di plasticizzazione d_y molto simili;
- è interessante notare come i modelli che presentano come tipologie di orizzontamento quella in travicelli lignei e a tavolato doppio e quella a putrelle e tavelloni presentino andamenti molto simili delle curve di capacità, con un primo tratto elastico pressoché coincidente;
- la presenza di presidi come tiranti metallici (a tutti i livelli e in tutte le direzioni) o cordoli in cemento armato (efficacemente ammortati alle murature e disposti lungo tutto il perimetro della struttura, all'altezza di ogni orizzontamento, sia solai interpiano che di copertura) è di fondamentale importanza nell'attribuzione di una determinata struttura ad una classe di vulnerabilità, in quanto essi svolgono la funzione di rinforzo strutturale migliorando il comportamento dell'edificio anche in termini di risposta sismica (Modena et al., 2000). Questo implica che sia la forza di taglio alla base F che la capacità di spostamento d_u di un edificio dotato di tiranti sono superiore rispetto ad uno che ne sia privo.

4.6 Individuazione del grado di danno

Dopo aver individuato e analizzato le curve di capacità dei modelli appartenenti alle diverse classi di vulnerabilità, si sono ricercate per ciascun modello le prestazioni attese, in funzione dell'occorrenza di un determinato evento sismico e quindi in funzione di determinati tempi di ritorno: i risultati ottenuti dal programma 3Muri consistono, infatti, nella restituzione di curve di capacità diverse a seconda del modello (e quindi di classe di vulnerabilità e tipologia), ma che, come ovvio, non si modificano al variare dei parametri sismici. La risposta in spostamento effettiva d_{max} può essere rappresentata attraverso l'identificazione del "performance point", ottenuto dall'intersezione tra la curva di capacità, con lo spettro della domanda adeguatamente ridotto (Lagomarsino e Podestà, 2005). Naturalmente perché queste due curve possano essere confrontate è necessario convertirle nello stesso formato, ovvero quello convenzionalmente indicato con la dicitura AD, Acceleration Displacement (Chopra e Goel, 1999). Tale metodologia è quella che si rifà alle procedure statiche non-lineari, fra le quali si ricordano quella del Capacity Spectrum Method, originariamente proposto da (Freeman et al., 1975) ed ora adottato nella normativa americana, e l'N2 Me-

thod, proposto da (Fajfar, 1999; Fajfar, 2000) e recepito nella normativa europea (EC8, 2003) e in quella italiana (NTC 2008).

La capacità offerta dalla struttura e la domanda richiesta dal sisma sono mutuamente dipendenti e legate alla variazione della rigidità e dello smorzamento sviluppato dal sistema nel corso dell'evento. Affinché il performance point sia effettivamente rappresentativo di uno stato di danno è necessario che le due curve siano associate agli stessi parametri caratterizzanti la struttura: all'incremento degli spostamenti e all'evolvere dello stato di danneggiamento in ambito non-lineare, infatti, corrispondono un allungamento del periodo fondamentale ed un incremento dello smorzamento della struttura ed è pertanto necessario, in genere, operare una riduzione della curva della domanda (D'Ayala, 2005).

Per effettuare questa riduzione sono proposti in letteratura due differenti approcci metodologici che, se pur atti a perseguire la medesima finalità, sono profondamente diversi: uno, usualmente indicato come spettro sovrasmorzato, si basa su uno spettro elastico riferito ad un valore di smorzamento equivalente funzione dello spostamento e valuta il performance point attraverso una procedura iterativa (Freeman, 1978); l'altro, attendibile per strutture caratterizzate da un'elevata dissipazione isteretica, si riferisce ad uno spettro anelastico ottenuto introducendo il concetto di duttilità (Fajfar, 1999; Fajfar, 2000). Si è qui fatto riferimento al secondo approccio, oggi usualmente adottato e recepito anche nelle NTC 2008 (Cattari et al., 2004).

Per quanto riguarda la definizione dello spettro della domanda, è stato fatto riferimento a quanto proposto nelle NTC 2008, paragrafo 3.2, al quale si rimanda per la definizione, in particolare, dei coefficienti che lo caratterizzano. In questo studio, avendo considerato tipologie ricorrenti nell'edificato in muratura, ma avendo anche incluso parametri caratteristici dell'edificato in muratura del centro storico di Sulmona, si è ritenuto maggiormente significativo fare riferimento ai parametri riportati in Tabella 2.4: per le analisi svolte in questo paragrafo sono stati considerati diversi tempi di ritorno dell'azione sismica e quindi, per ogni valore di accelerazione orizzontale massima al suolo a_g corrispondente, è stato necessario rideterminare anche altri parametri, tra i quali il fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale (F_o) e il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale T_c^* , di cui si riportano i valori in Tabella 4.10.

Tabella 4.10 – Parametri sismici considerati

Tempo di ritorno (T_R)	Accelerazione orizzontale (a/g)	Fattore di amplificazione (F_o)	Spettro in accelerazione (T_c^*)
30 ($d_{max,1}$)	0,077	2,37	0,275
50 ($d_{max,2}$)	0,101	2,33	0,284
201 ($d_{max,3}$)	0,187	2,30	0,321
475 ($d_{max,4}$)	0,256	2,36	0,346
975 ($d_{max,5}$)	0,328	2,40	0,363

In Figura 4.8 è riportata, come esempio, la curva di capacità di un modello con indicati i valori di d_{max} per le diverse accelerazioni sismiche analizzate. L'edificio considerato è il numero 11, appartenente alla classe di vulnerabilità A e i cui parametri sono descritti nella Tabella 4.6; esso presenta muratura in pietrame (caratteristiche meccaniche definite dalla O.P.C.M. 3431/2005), altezza interpiano pari a 270 cm, tre piani, solaio intermedio in legno (tavolato doppio) e copertura in legno. I pedici associati ai valori di d_{max} si riferiscono ai diversi tempi di ritorno e sono definiti dalla Tabella 4.10.

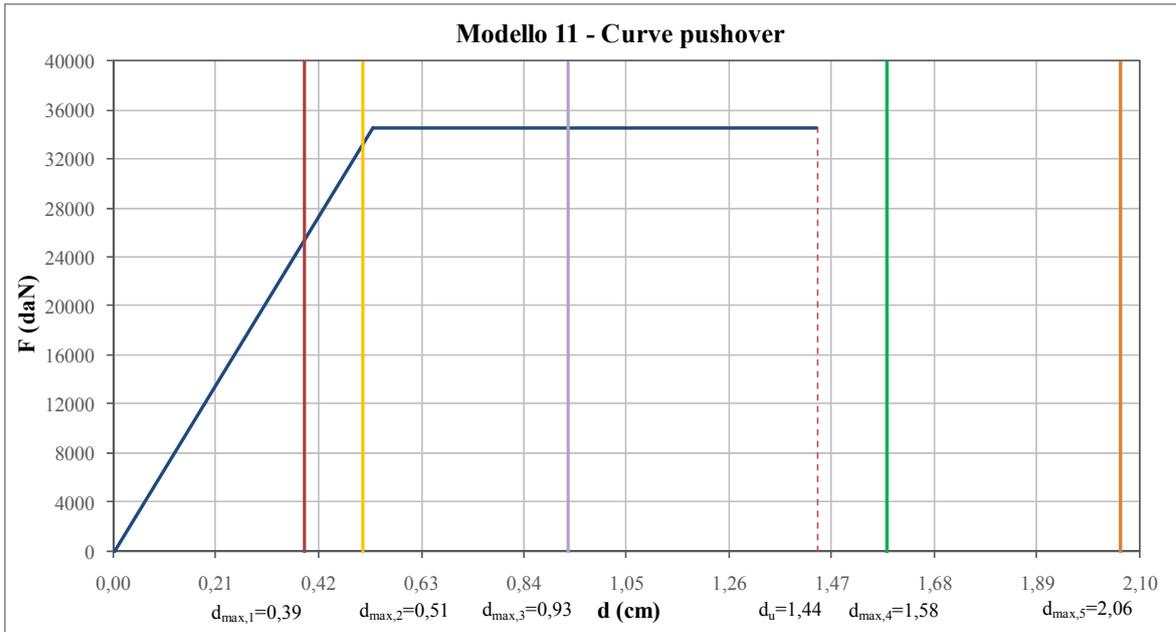


Figura 4.8 - Rappresentazione di una curva di capacità

Si ricorda che, nel caso di analisi statica non-lineare, la verifica di sicurezza secondo le NTC 2008 consiste, in prima battuta, nel confronto tra capacità di spostamento (rappresentata dal valore ultimo d_u) e domanda di spostamento dell'edificio (d_{max}), che varia con l'intensità del sisma. La verifica risulta soddisfatta se $d_{max} < d_u$.

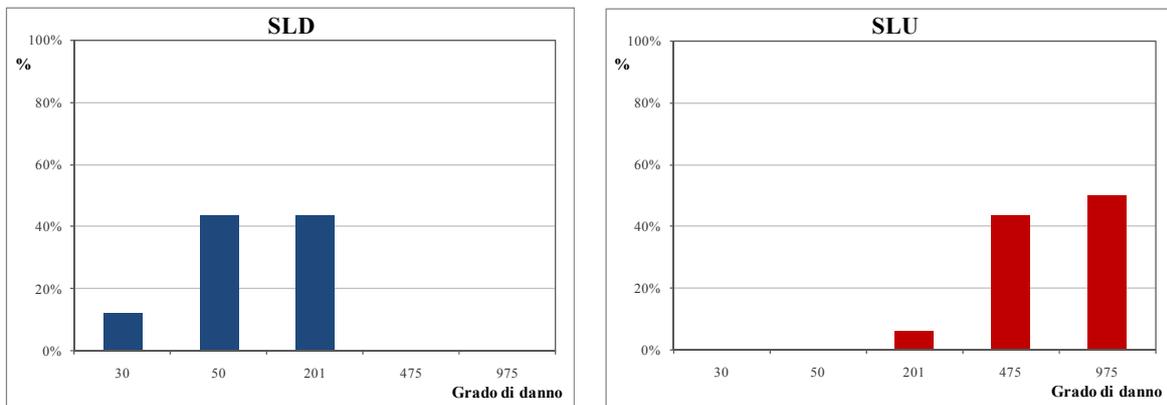
4.6.1 Determinazione delle soglie di danno in relazione allo SLD e allo SLU

È stato preso preliminarmente in considerazione l'aspetto della "soglia" di perdita di capacità, cioè di quel determinato valore di input sismico al di sotto del quale non è superato un danno di entità prefissata; nello specifico, i valori di soglia prestabiliti sono quelli individuati dalle verifiche di sicurezza allo Stato Limite di Danno e allo Stato Limite Ultimo. Il superamento dello stato limite di danno si ha per spostamenti d_{max} (domande di spostamento) che superano il valore d_y (fine del tratto elastico nella curva di capacità), mentre per lo stato limite ultimo la soglia è rappresentata dal valore d_u (fine del tratto plastico).

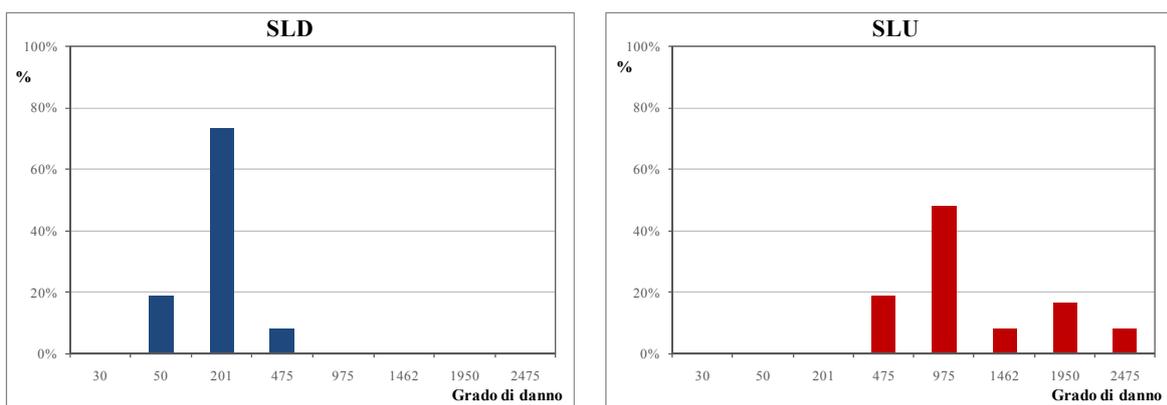
Per ogni modello e per ogni valore del tempo di ritorno è stato indicato il superamento o meno di questi valori limite e, successivamente, si è provveduto a determinare il numero

complessivo di modelli (e il relativo valore percentuale) che supera le soglie dello SLD e dello SLU al variare di T_R (Figura 4.9). Si nota che la classificazione è stata effettuata anche in base alla classe di vulnerabilità.

CLASSE DI VULNERABILITÀ A



CLASSE DI VULNERABILITÀ B



CLASSE DI VULNERABILITÀ C

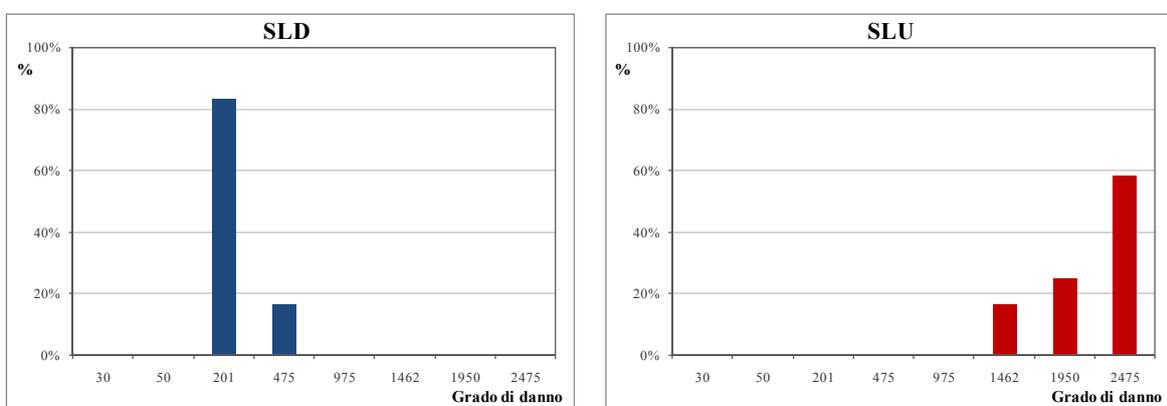


Figura 4.9 - Percentuale di modelli che supera lo SLD e lo SLU

In base ai risultati rappresentati dalla Figura 4.9, è possibile osservare che a partire dai modelli più vulnerabili vengono superati i valori di soglia dello SLD e dello SLU per valori di T_R gradualmente crescenti. Per la classe A, infatti, tutti i casi studiati passano la soglia dello SLU per un $T_R = 975$, mentre nel caso B e, in modo particolare, nel caso C è necessario considerare input sismici molto elevati, con valori di T_R che arrivano a 2475 anni.

A partire da queste considerazioni è stato individuato, per ciascuna classe di vulnerabilità, un valore rappresentativo di T_R che corrisponde alla soglia dello SLD e dello SLU. Tali valori sono riportati nella Tabella 4.11:

Tabella 4.11 – Valori di T_R caratteristici delle classi di vulnerabilità

	SLD	SLU
Classe A	114	708
Classe B	196	1209
Classe C	247	2175

Anche in questo caso, si osserva che il superamento dello SLD e dello SLU si ottiene per valori del tempo di ritorno che aumentano passando dalla classe di vulnerabilità A alla C. In altre parole gli edifici che appartengono ad una classe superiore subiscono un medesimo grado di danno per tempi di ritorno di un determinato sisma crescenti. Tale ragionamento è valido sia per lo Stato Limite di Danno che per quello Ultimo.

4.6.2 Determinazione del grado di danno nella curva di capacità

In seguito all'analisi dei valori di soglia per lo SLD e per lo SLU è stata effettuata una valutazione più approfondita del livello di danno determinato nei modelli (Borzi et al., 2008). Sono state nuovamente analizzate le curve di capacità e sono stati considerati i valori rappresentati dai termini d_{max} (Figura 4.8) che rappresentano la risposta in spostamento effettiva dell'edificio, ovvero lo spostamento richiesto da una certa forzante esterna, cioè da un determinato evento sismico.

Il legame tra capacità e danno (Calvi, 1999) viene esplicitato definendo direttamente sulla curva di capacità degli intervalli di spostamento entro cui è compreso il possibile stato limite di danno (con riferimento ai gradi di danno definiti dalla EMS98 - § 1.1.2), secondo delle relazioni che dipendono dai valori di d_y e d_u (corrispondenti alla condizione di plasticizzazione e allo stato limite ultimo):

- D0: $0 < d_{max} < 0,3 d_y$
- D1: $0,3 d_y < d_{max} < 0,7 d_y$
- D2: $0,7 d_y < d_{max} < 1,5 d_y$
- D3: $1,5 d_y < d_{max} < 0,5 (d_y + d_u)$
- D4: $0,5 (d_y + d_u) < d_{max} < d_u$
- D5: $d_{max} > d_u$

Questi intervalli, quindi, non sono fissati a priori, ma variano con le caratteristiche dell'edificio, indipendentemente dal grado di intensità del sisma (Lagomarsino e Giovinazzi, 2006). Se si prende in considerazione l'esempio precedente (modello 11, Figura 4.8), gli intervalli di danno calcolati sono indicati nella Figura 4.10.

Il comportamento bilineare è un'approssimazione della reale curva di risposta (v. § 4.4): in particolare un danno lieve si crea prima del raggiungimento del limite elastico, mentre un danno medio, corrispondente al raggiungimento della massima resistenza, è ottenuto per spostamenti spettrali maggiori di d_y .

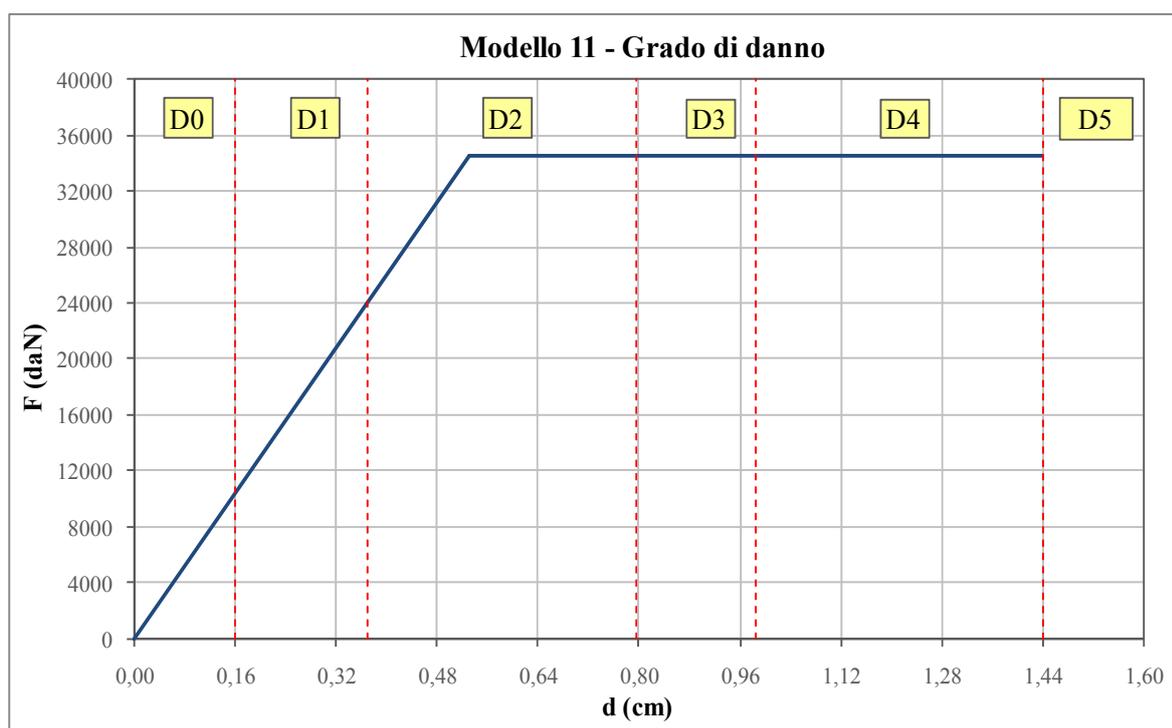


Figura 4.10 - Intervalli tra i gradi di danno

Confrontando i valori del livello di spostamento d_{max} per i cinque valori di tempo di ritorno considerati, è possibile indicare quale sarà il grado di danno di questo specifico edificio; in particolare, il modello 11 subisce un danno D2 per $T_R = 30$ e per $T_R = 50$, un danno D3 per $T_R = 201$, e un danno pari a D5 per $T_R = 475$ e $T_R = 975$, caso in cui lo spostamento richiesto dalla forzante esterna è superiore alla capacità di spostamento fornita dalla struttura.

Tale ragionamento è stato esteso a tutti i modelli studiati, andando a determinare i gradi di danno di ciascun edificio in funzione del tempo di ritorno. Successivamente, per ogni livello di accelerazione e per ogni classe di vulnerabilità, sono stati sommati gli edifici aventi medesimo grado di danno ed è stato ricavato il valore percentuale di danno.

I valori ottenuti sono rappresentati graficamente negli istogrammi di Figura 4.11, in cui sono quindi riportate le percentuali di edifici che subiscono un certo grado di danno al variare della classe di vulnerabilità e del tempo di ritorno.

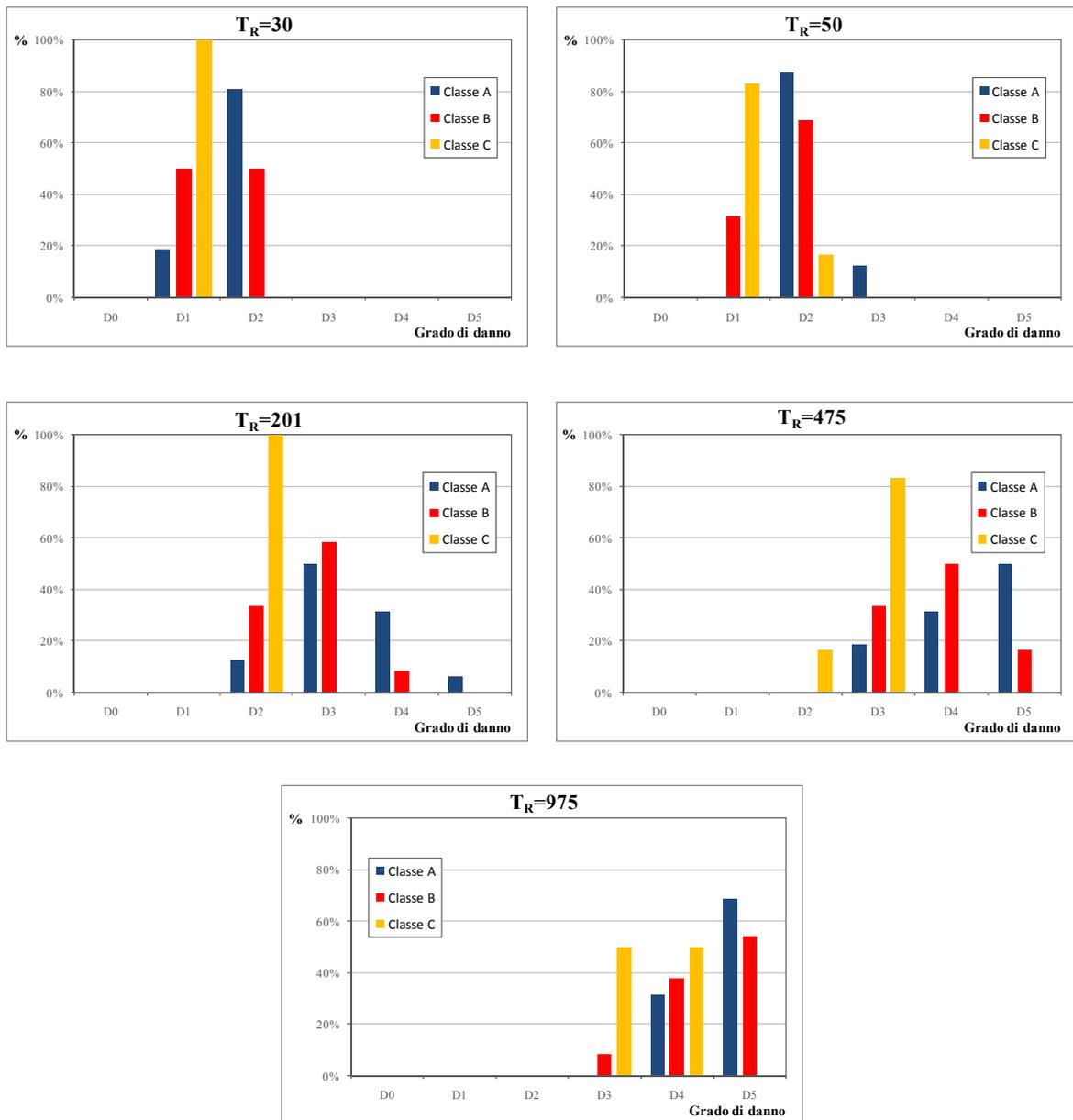


Figura 4.11 - Valori percentuali di danno al variare del tempo di ritorno

La valutazione del livello di prestazioni atteso per le classi considerate è stata così operata in modo deterministico; considerata tuttavia la reale natura delle grandezze introdotte, a partire dalla definizione degli stati limite di danno, risulta più appropriato ragionare in termini probabilistici (Crowley et al., 2004). Per la rappresentazione delle distribuzioni ottenute dall'analisi statistica dei danni attraverso una distribuzione di probabilità, si è ritenuto opportuno l'utilizzo della legge binomiale:

$$p_k = \frac{5!}{k!(5-k)!} d^k (1-d)^{5-k} \quad (4.1)$$

dove p_k è la probabilità di avere un danno di livello k ($k = 0, 1, 2, 3, 4, 5$) ed il simbolo “!” indica l'operatore fattoriale. La distribuzione binomiale è funzione del solo parametro libe-

ro d , compreso tra 0 e 1, che viene definito “danno medio” in quanto, se moltiplicato per cinque, rappresenta l’ascissa baricentrica dell’istogramma dei danni. In altre parole, con il solo parametro “danno medio” è possibile descrivere l’intera distribuzione del danneggiamento per ciascuna classe e ciascun tempo di ritorno (Giovinazzi e Lagomarsino, 2001). Il valore del danno medio dipende dalle percentuali di edifici danneggiati, indicate nelle tabelle precedenti, secondo la relazione:

$$d = \frac{\%[D0] \cdot 0 + \%[D1] \cdot 1 + \dots + \%[D5] \cdot 5}{5} \quad (4.2)$$

In questo modo si ottengono dei valori di d per ogni classe di vulnerabilità e per ogni livello di intensità, come indicato nella Tabella 4.12.

Tabella 4.12 – Valori del parametro danno medio d

d	T_R=30	T_R=50	T_R=201	T_R=475	T_R=975
Classe A	0,363	0,425	0,663	0,863	0,938
Classe B	0,300	0,338	0,550	0,767	0,892
Classe C	0,200	0,233	0,400	0,567	0,700

Una volta determinati i valori del danno medio, è possibile calcolare le probabilità di danno (da Tabella 4.13 a Tabella 4.17).

Tabella 4.13 – T_R=30. Probabilità di danno al variare della classe di vulnerabilità

T_R=30					
Classe A		Classe B		Classe C	
Danno	p_k	Danno	p_k	Danno	p_k
D0	0,105	D0	0,168	D0	0,328
D1	0,299	D1	0,360	D1	0,410
D2	0,341	D2	0,309	D2	0,205
D3	0,194	D3	0,132	D3	0,051
D4	0,055	D4	0,028	D4	0,006
D5	0,006	D5	0,002	D5	0,000

Tabella 4.14 – T_R=50. Probabilità di danno al variare della classe di vulnerabilità

T_R=50					
Classe A		Classe B		Classe C	
Danno	p_k	Danno	p_k	Danno	p_k
D0	0,063	D0	0,127	D0	0,265
D1	0,232	D1	0,325	D1	0,403
D2	0,343	D2	0,331	D2	0,245
D3	0,254	D3	0,169	D3	0,074
D4	0,094	D4	0,043	D4	0,011
D5	0,014	D5	0,004	D5	0,001

Tabella 4.15 – $T_R=201$. Probabilità di danno al variare della classe di vulnerabilità

$T_R=201$					
Classe A		Classe B		Classe C	
Danno	p_k	Danno	p_k	Danno	p_k
D0	0,004	D0	0,018	D0	0,078
D1	0,043	D1	0,113	D1	0,259
D2	0,168	D2	0,276	D2	0,346
D3	0,331	D3	0,337	D3	0,230
D4	0,326	D4	0,206	D4	0,077
D5	0,128	D5	0,050	D5	0,010

Tabella 4.16 – $T_R=475$. Probabilità di danno al variare della classe di vulnerabilità

$T_R=475$					
Classe A		Classe B		Classe C	
Danno	p_k	Danno	p_k	Danno	p_k
D0	0,000	D0	0,001	D0	0,015
D1	0,002	D1	0,011	D1	0,100
D2	0,019	D2	0,074	D2	0,261
D3	0,121	D3	0,245	D3	0,342
D4	0,380	D4	0,403	D4	0,224
D5	0,479	D5	0,265	D5	0,059

Tabella 4.17 – $T_R=975$. Probabilità di danno al variare della classe di vulnerabilità

$T_R=975$					
Classe A		Classe B		Classe C	
Danno	p_k	Danno	p_k	Danno	p_k
D0	0,000	D0	0,000	D0	0,002
D1	0,000	D1	0,001	D1	0,028
D2	0,002	D2	0,010	D2	0,132
D3	0,032	D3	0,083	D3	0,309
D4	0,240	D4	0,342	D4	0,360
D5	0,726	D5	0,565	D5	0,168

I valori di probabilità di accadimento di ciascuno stato limite di danno possono essere rappresentati graficamente mediante degli istogrammi in funzione del grado di danno, al variare della classe di vulnerabilità e mantenendo costante i valori di accelerazione orizzontale (da Figura 4.12 a Figura 4.16).

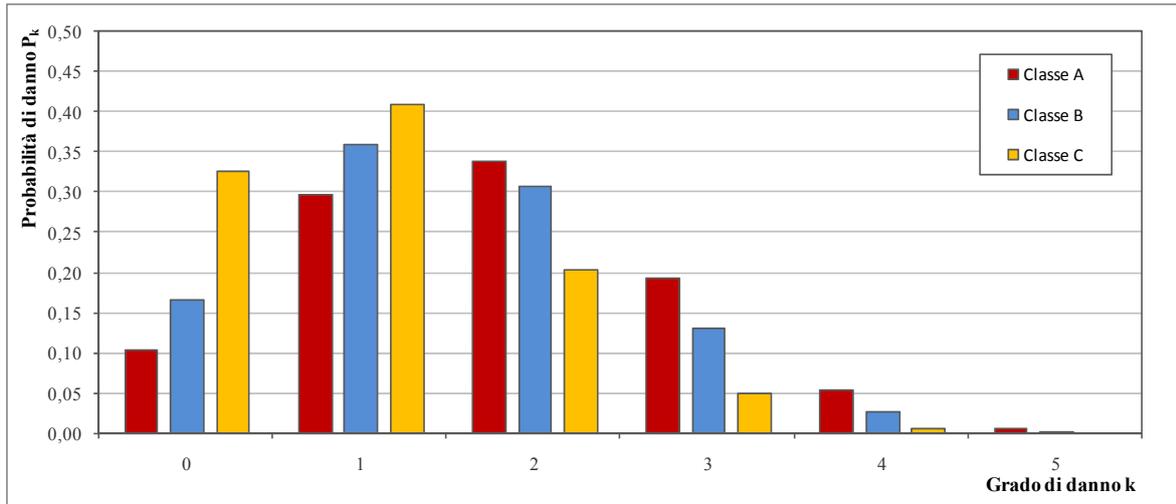


Figura 4.12 – Istogramma di probabilità di danno per tempo di ritorno $T_R=30$

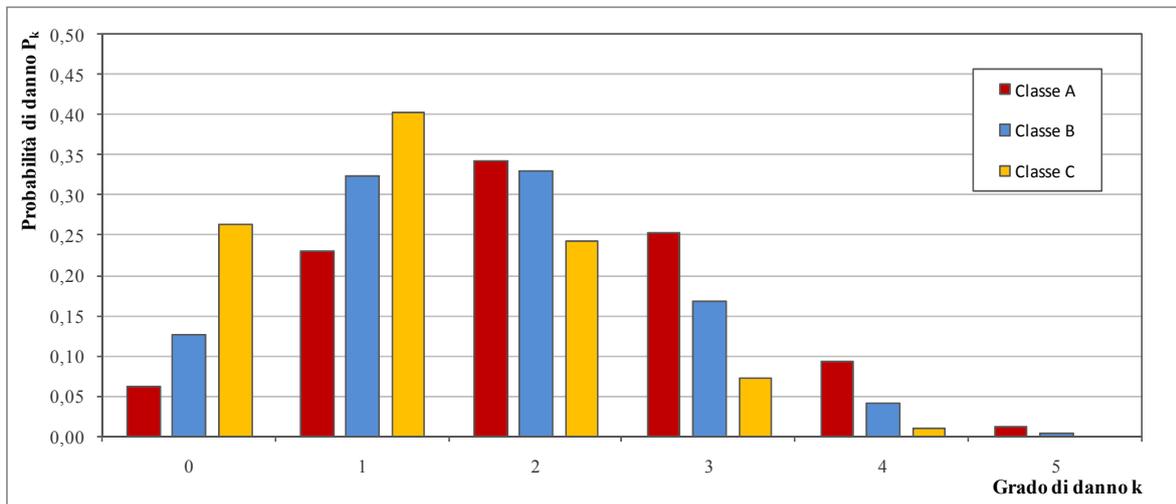


Figura 4.13 - Istogramma di probabilità di danno per tempo di ritorno $T_R=50$

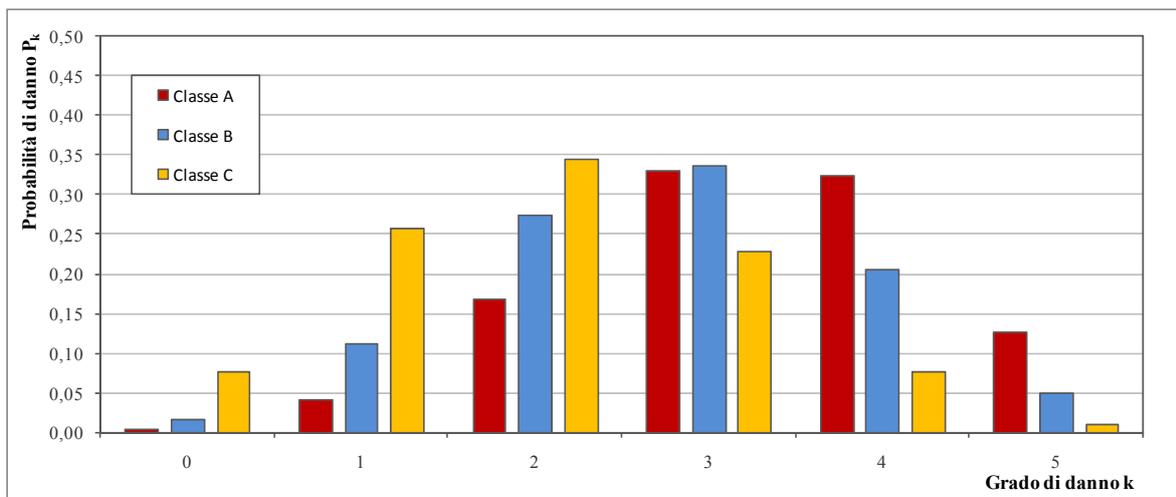


Figura 4.14 - Istogramma di probabilità di danno per tempo di ritorno $T_R=201$

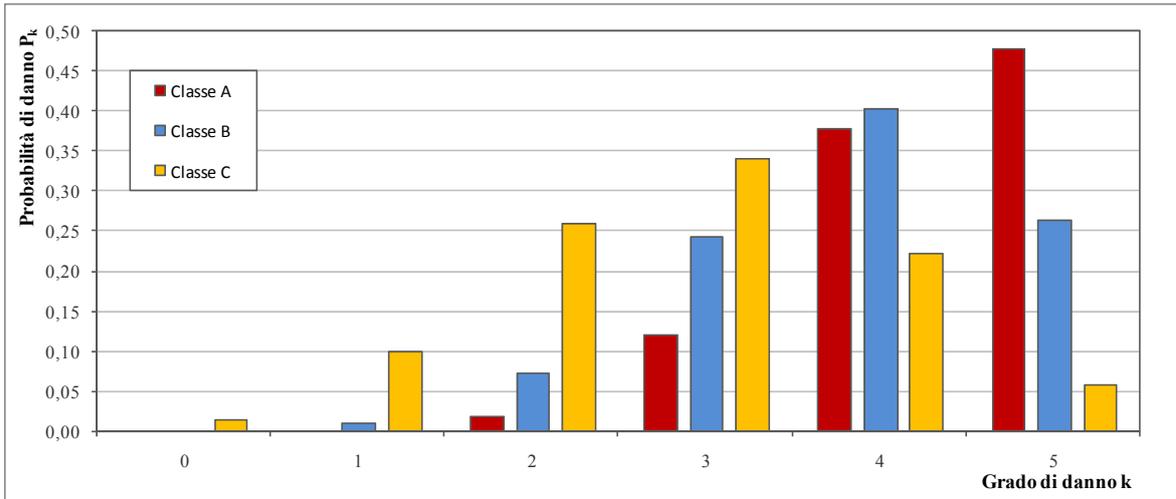


Figura 4.15 - Istogramma di probabilità di danno per tempo di ritorno $T_R=475$

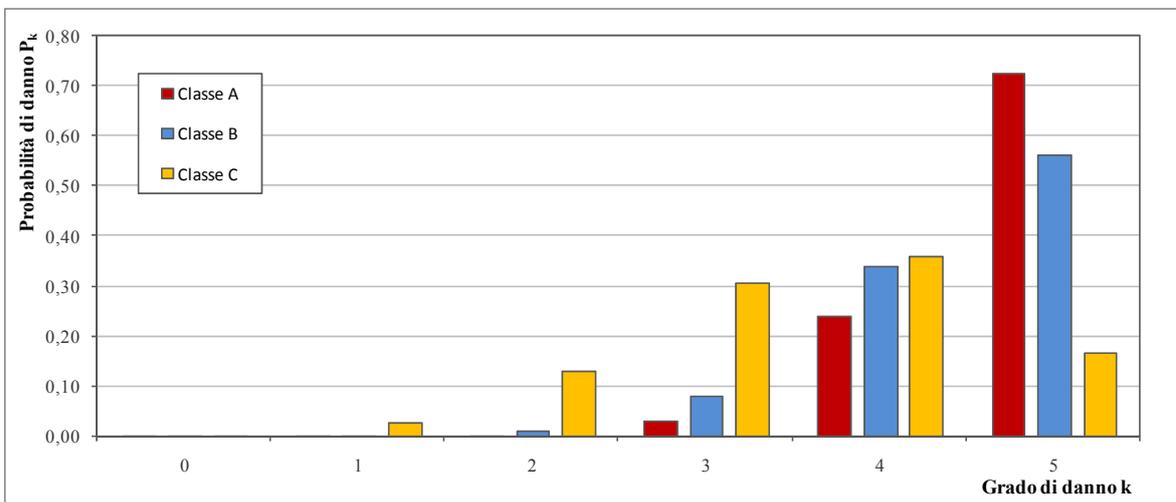


Figura 4.16 - Istogramma di probabilità di danno per tempo di ritorno $T_R=975$

Sulla base dei risultati ottenuti è necessario esprimere alcune osservazioni; se si considera un tempo di ritorno pari a $T_R = 30$ si nota che gli edifici di classe A subiscono un danno prevalente di grado D2, con valori leggermente inferiori per D1 ed una certa componente in D3. Per quanto riguarda la classe B, gli edifici presentano la probabilità più elevata di danno di grado D1 con valori di poco inferiori per danno di grado D2, mentre i modelli che rientrano in classe C saranno caratterizzati da danno di grado D1 e in misura minore D0. Queste osservazioni dei risultati ottenuti confermano, come è logico pensare, quanto ipotizzato nel § 4.3; mantenendo costante il valore di intensità sismica, gli edifici di classe A (più vulnerabili in base alle scelte tipologiche e costruttive) si danneggiano maggiormente rispetto agli edifici di classe B e C. Analoghe conclusioni possono essere dedotte se si considerano differenti valori di tempo di ritorno. Interessante è il caso che presenta $T_R = 475$ (Figura 4.15), in cui si rileva un graduale incremento della probabilità di danno per le tre classi, con un valore massimo di danno D5 per la classe A, danno D4 per la classe B e

danno D3 per la classe C; al variare della classe di vulnerabilità (dalla A alla C), quindi, il grado di danno si riduce di un ordine di grandezza (da D5 a D3).

Un'ulteriore constatazione, infine, può essere effettuata facendo variare i valori di accelerazione sismica e considerando la stessa classe di vulnerabilità; si nota che incrementando T_R aumenta la probabilità che gli edifici di tutte le classi subiscano danni gradualmente crescenti.

4.7 Considerazioni sui risultati delle analisi

L'approccio proposto per la valutazione della capacità e della perdita di capacità a fronte di sollecitazioni sismiche per edifici in muratura, rappresenta uno strumento di 1° livello che si propone come conferma "meccanica" di giudizi semplificati di vulnerabilità (ad esempio quelli impliciti nella scala di intensità macrosismica EMS98 o quelli restituiti da Vulnus).

Il concetto di perdita di capacità è stato inteso come la probabilità che ha un certo gruppo di edifici (classe di vulnerabilità), di subire un determinato grado di danno al variare dell'input sismico: tale previsione semplificata di danno, quindi, non si riferisce ad ogni singolo edificio, ma alla classe cui appartiene.

I modelli di edificio analizzati sono stati infatti classificati, secondo i criteri enunciati nei § 4.2 e 4.3, sulla base di parametri tipologici generali estendibili su tutto il territorio nazionale (caratteristiche meccaniche delle murature, tipo di solaio utilizzato, presenza di presidi antisismici, ecc.), che sono stati integrati prendendo in considerazione alcuni parametri che caratterizzano in particolare gli edifici del centro storico di Sulmona. Le curve di capacità ottenute mediante analisi statiche non-lineari, variano con la tipologia e la classe di vulnerabilità e descrivono la capacità di spostamento di un edificio: questa capacità è stata relazionata con gli effettivi valori di spostamento che si hanno in corrispondenza di eventi sismici di diversa entità ricavando le domande di spostamento d_{max} . In base alla posizione sulla curva di capacità del valore di d_{max} , è stato possibile associare un determinato livello di danno, che rappresenta il danno di uno specifico edificio per una data accelerazione del sisma: esaminando più modelli rappresentativi di diverse classi di vulnerabilità (A, B e C) si è ottenuta la distribuzione delle probabilità di danno p_k in funzione dei gradi di danno, associata alla classe e all'evento sismico. In altre parole, per un dato tempo di ritorno, è stato possibile individuare qual è il grado di danno che interessa più probabilmente una certa classe di edifici (Crowley et al., 2008; Restrepo-Vélez e Magenes, 2004a).

Ai fini di un confronto con i valori di danno forniti dalla scala di intensità macrosismica EMS98, è stato considerato un grado di danno >D2 e sono state individuate delle curve di fragilità che indicano, per ogni classe, la probabilità che il danno sia maggiore dello stato limite individuato al variare della PGA/g. Vengono, quindi, riportati nella Tabella 4.18 i valori di probabilità di danno (espressi in termini percentuali e riguardanti il solo approccio capacitivo) al variare della PGA/g, per grado di danno >D2 e per edifici che rientrano nelle

classi di vulnerabilità A, B e C. Questi stessi valori sono rappresentati in Figura 4.17 mediante tre grafici che ne descrivono l'andamento.

Tabella 4.18 – Percentuale di edifici che subisce danno >D2 al variare della PGA/g secondo l'approccio capacitivo

Classe A		Classe B		Classe C	
PGA/g	Edifici danneggiati (%)	PGA/g	Edifici danneggiati (%)	PGA/g	Edifici danneggiati (%)
0,077	25	0,077	16	0,077	6
0,101	36	0,101	22	0,101	9
0,187	78	0,187	59	0,187	32
0,256	98	0,256	91	0,256	62
0,328	100	0,328	99	0,328	84

In Figura 4.17 sono indicate anche le curve di vulnerabilità ricavate dalla scala macrosismica EMS98: come indicato nel § 1.1.2, infatti, la definizione della scala consente di ricavare per le diverse classi distribuzioni cumulative per le probabilità dei diversi gradi di danno, in funzione dell'intensità macrosismica. Utilizzando la relazione per il passaggio da intensità macrosismica ad accelerazione orizzontale proposta in (Guagenti e Petri, 1989), è quindi possibile ottenere curve di fragilità confrontabili con quelle ricavate per l'approccio capacitivo.

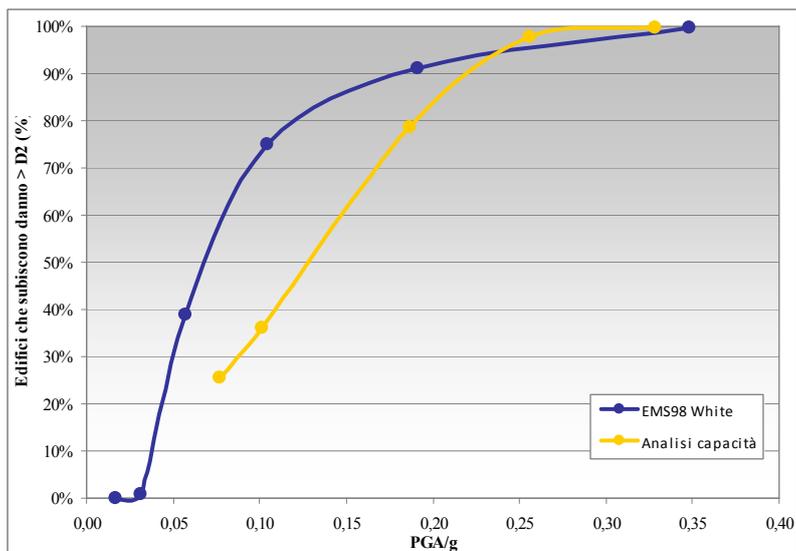
I raffronti tra le curve elaborate attraverso le differenti metodologie sono utili per comprendere il livello di attendibilità del metodo capacitivo rispetto all'approccio della scala EMS98.

Per quanto concerne la classe di vulnerabilità A (Figura 4.17 a) la restituzione grafica dei risultati evidenzia la sostanziale differenza nell'andamento delle curve, in particolare la metodologia basata sull'approccio capacitivo tende a sottostimare il danno a parità di PGA/g; ad esempio per un valore di PGA/g = 0,10 si ha che il 36% degli edifici subisce danno >D2, mentre questo valore sale al 75% se si considerano i risultati dati dalla scala EMS98. La pendenza stessa della curva restituita dall'approccio capacitivo è inoltre meno marcata.

Se si considerano le classi di vulnerabilità B e C, le curve ottenute secondo i diversi metodi sono maggiormente sovrapponibili, indicando una certa corrispondenza tra i risultati elaborati. Nella Figura 4.17 b si osserva che l'approccio capacitivo sottostima il danno per valori bassi di accelerazione, fino a circa PGA/g = 0.24, per poi sovrastimarli superato tale termine. Nella Figura 4.17 c, infine, si nota una buona sovrapposizione tra le curve, con differenze percentuali in termini di danno che non superano il 5% circa. I risultati ottenuti per le classi B e C confermano, quindi, la corretta scelta dei parametri considerati in fase di modellazione, mentre gli edifici-tipo realizzati per la classe A sono caratterizzati da parametri che incrementano eccessivamente le caratteristiche di resistenza del modello stesso, comportando una riduzione del probabile danno atteso.

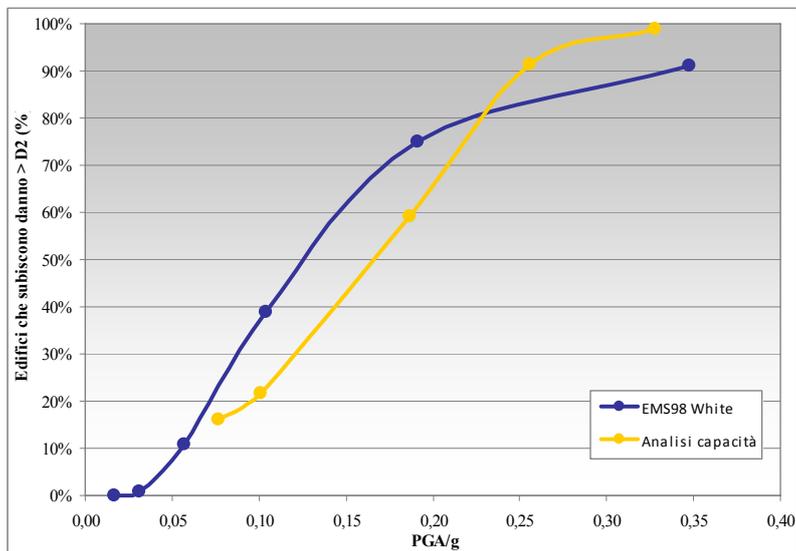
a)

Classe A
Probabilità di danno >D2



b)

Classe B
Probabilità di danno >D2



c)

Classe C
Probabilità di danno >D2

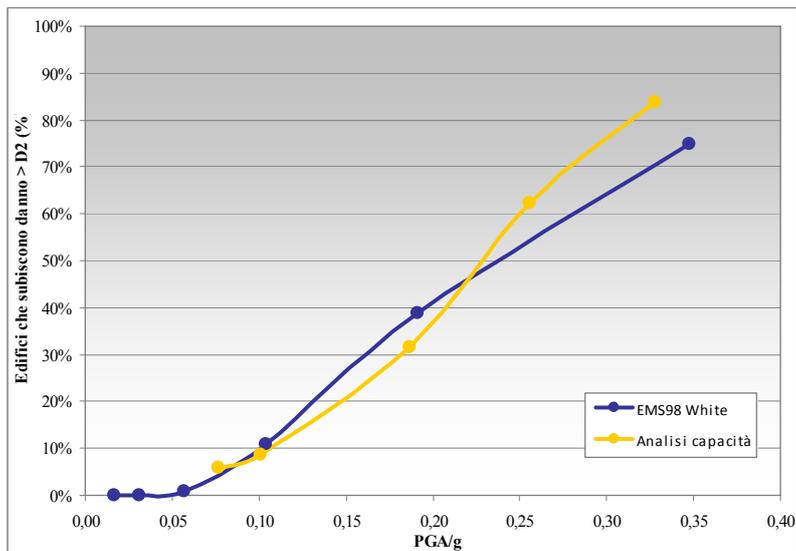


Figura 4.17 - Confronti tra curve EMS98 e curve elaborate dal presente studio

Il sostanziale buon accordo tra i risultati ottenuti con l'approccio capacitivo e quelli impliciti nella scala EMS98 conforta riguardo l'attendibilità della metodologia qui elaborata. Il fatto che nell'analisi di capacità la modellazione degli edifici-tipo sia stata eseguita mediante l'utilizzo del programma 3Muri e che quindi il comportamento delle pareti sia stato studiato esclusivamente nel piano, trascurando la resistenza di questi elementi fuori del piano, porta però a concludere che le valutazioni effettuate dalla scala EMS98 si basino essenzialmente sull'analisi dei meccanismi di danno di secondo modo (cfr. § 1.1.3.5), come in realtà confermato anche dalla definizione dei gradi di danno stabilita dalla scala stessa (Tabella 1.2).

I due approcci presentano comunque differenze sostanziali di impostazione: tra tutte si sottolinea che, come già ricordato nel § 3.5, i valori impliciti nelle definizioni della scala EMS98 sono sostanzialmente basati su elaborazioni statistiche di danni osservati in occasione di eventi sismici che hanno colpito aree molto diverse.

Risulta in ogni caso necessario un approfondimento dello studio al fine di ampliare ulteriormente la casistica di modelli da analizzare, determinandone altri su cui effettuare analisi capacitive per ottenere risultati più attendibili e significativi e affinando quelli esistenti, per affinare la modellazione della geometria della struttura e valutare l'influenza dell'aggregazione delle unità.

5 ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO FUORI DEL PIANO: LA METODOLOGIA C-SISMA

5.1 Introduzione

Le numerose campagne di rilievo che si sono svolte negli ultimi anni in seguito a vari eventi sismici hanno permesso di osservare in modo diretto il ripetersi di alcune tipologie di danno riconducibili alle caratteristiche geometrico - costruttive degli edifici analizzati (§ 1.1.3.5).

In effetti, negli edifici storici in muratura sono spesso assenti le caratteristiche costruttive generalmente imputabili ad edifici di nuova fattura (comportamento “scatolare”, garantito da adeguato ammorsamento tra pareti, sistematici elementi di collegamento tra pareti ed orizzontamenti, sufficiente rigidezza degli impalcati, buona qualità muraria, ecc.), per i quali sono utilizzabili specifici algoritmi di calcolo (§ 2.2.2). Ciò comporta una vulnerabilità nei riguardi di meccanismi locali, che possono interessare singoli pannelli murari oppure più ampi macroelementi: la caratteristica meccanica di un muro eseguito a regola d’arte è, infatti, quella di arrivare al collasso in seguito alla realizzazione di cinematismi che comportano la formazione di cerniere cilindriche attorno alle quali, in condizioni critiche, ruotano porzioni di muratura che si mantengono integri nel movimento. È dunque opportuno, soprattutto nel caso di aggregati edilizi, non studiare solamente l’edificio con modelli globali, ma individuare le parti più deboli della struttura e cioè quelle che potrebbero cedere al sisma, prefigurando così i modi di danno che questo è in grado di produrre (Valluzzi et al., 2005a).

Accurati confronti e studi relativi al comportamento delle murature storiche hanno permesso di schematizzare il comportamento di porzioni di edifici in muratura soggetti a forze sismiche tramite modelli cinematici elementari, la cui attendibilità è stata verificata attraverso il confronto dello scenario post - sismico reale degli edifici con le previsioni teoriche ottenute attraverso l’applicazione dello studio cinematico. La sostanziale convergenza tra le previsioni di danno e i danni effettivamente riscontrati ha portato ad una metodologia completa che, a partire dai diversi modelli elementari, effettua un’analisi esauriente e, come detto, attendibile.

La metodologia di analisi basata sui modelli cinematici elementari è stata presa in considerazione anche dai recenti sviluppi normativi (Allegato 11.C dell’O.P.C.M. 3431 del 2005, LGBC 2007, Allegato C8A.4 Circolare 617/2009) che suggerisce proprio un approccio cinematico per lo studio dei meccanismi locali di collasso di edifici esistenti in muratura (§ 1.3.2).

Come evidenziato nel § 3.3.2, *Vulnus* consente di effettuare per ogni edificio analizzato una stima della resistenza fuori piano delle pareti ortogonali all’azione sismica. È però opportuno, specialmente nell’analisi di edifici inseriti in centri storici, effettuare una valuta-

zione più accurata di tale contributo resistente, applicando meccanismi locali a singoli macroelementi strutturali. L'analisi tramite modelli cinematici e le verifiche di sicurezza secondo normativa sono state condotte mediante l'applicazione della procedura automatica c-Sisma 3.0, che verrà illustrata nei paragrafi seguenti.

5.2 Descrizione del programma c-Sisma 3.0

La procedura c-Sisma 3.0 consente di automatizzare l'analisi dei meccanismi elementari di danno, ossia i cinematismi caratteristici del comportamento meccanico dei macroelementi strutturali individuabili in un edificio in muratura.

La procedura compendia le proposte disponibili in letteratura di ricercatori e studiosi particolarmente attenti verso i problemi legati alla conservazione di complessi ed agglomerati storici, spesso collocati in zone ad elevato rischio sismico, sul tema della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti. Il programma è stato sviluppato contemporaneamente all'aggiornamento di Vulnus per creare un pacchetto completo di analisi di vulnerabilità sismica degli edifici in muratura basato sui meccanismi di collasso elementari.

La catalogazione sistematica dei più probabili meccanismi di danno ha consentito di raccogliere quattro tipi principali di meccanismi, all'interno dei quali se ne individuano altri, numerati in modo univoco: sono presenti 20 meccanismi di danno fuori piano per strisce verticali di muratura, 6 meccanismi di danno fuori piano per strisce orizzontali di muratura, 5 tipi di rottura nel piano per catene cinematiche e 4 condizioni di collasso fuori piano per pareti di cui sia nota la tessitura muraria (Tabella 5.1). Sono compresi anche i meccanismi adottati da Vulnus, qui considerati singolarmente.

Il Consorzio ReLUIS e il Dipartimento della Protezione Civile hanno messo a disposizione dei professionisti la versione PRO di c-Sisma 3.0, come supporto alla progettazione degli interventi di riparazione e ricostruzione a seguito dell'evento sismico che ha colpito l'Abruzzo il 6 Aprile 2009: tale versione permette l'analisi e la verifica dei 20 meccanismi fuori piano per strisce verticali.

Tutti i meccanismi sono considerati per unità di profondità della parete: i carichi agenti devono pertanto essere considerati per metro lineare: essi si ottengono valutando il peso proprio del solaio incidente sul piano in esame e eventuali carichi permanenti agenti su questo. Le azioni di calcolo, in riferimento ai carichi permanenti e accidentali ipotizzati, vengono valutate dalla procedura c-Sisma ai fini del calcolo del coefficiente di attivazione c secondo le NTC 2008. Le verifiche allo stato limite in considerazione, sono pertanto effettuate per la seguente combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (eq. 3.2.16 NTC 2008):

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j (\psi_{2j} Q_{kj}) \quad (5.1)$$

c-Sisma valuta i valori totali dei carichi agenti sulle pareti ai diversi piani moltiplicando l'area per i pesi propri (G_k) e i carichi accidentali (Q_k) del solaio a m^2 secondo due possibili

combinazioni, differenziate in base ai valori dei coefficienti di combinazione ψ_{2i} (tabella 2.5.I NTC 2008):

- $\psi_{2i} = 0,3$ per gli impalcati intermedi (categoria A – ambienti ad uso residenziale);
- $\psi_{2i} = 0,2$ per l’impalcato di copertura ultimo piano (neve a quota > 1000 m s.l.m.).

Tabella 5.1 – Elenco meccanismi disponibili in c-Sisma e numerazione adottata dal programma

Meccanismo	Descrizione Meccanismo	
fuori piano strisce verticali	1.1	parete 1 piano monolitica semplicemente appoggiata
	1.2	parete doppia cortina semplicemente appoggiata
	1.3	parete 2 piani monolitica semplicemente appoggiata
	1.4	parete 1 piano connessa alla muratura ortogonale
	1.5	parete 1 piano trattenuta superiormente da tirante
	1.6	parete 2 piani trattenuta da tiranti
	1.7	parete 1 piano trattenuta superiormente da cordolo
	1.8	parete 1 piano trattenuta superiormente da cordolo ortogonale
	1.9	parete 3 piani monolitica semplicemente appoggiata
	1.10	parete 3 piani monolitica trattenuta da tiranti
	1.11	parete 3 piani: ribaltamento globale (Vulnus)
	1.12	parete 3 piani: rottura a trazione ultimo piano (Vulnus)
	1.13	parete 2 piani: ribaltamento globale (Vulnus)
	1.14	parete 2 piani: rottura a trazione ultimo piano (Vulnus)
	1.15	parete 3 piani: ribaltamento globale con coefficiente d’attrito e di penetrazione (Vulnus)
	1.16	parete 2 piani: ribaltamento globale con coefficiente d’attrito e di penetrazione (Vulnus)
	1.17	parete con solai non allineati
1.18	parete trattenuta superiormente da cordolo	
1.19	parete 4 piani monolitica semplicemente appoggiata	
1.20	parete 4 piani monolitica trattenuta da tiranti	
fuori piano strisce orizzontali	2.1	trave incastrata: rottura a flessione -
	2.2	arco in spessore: rottura a compressione sezione resistente
	2.3	arco in spessore: ribaltamento spalle
	2.4	arco in spessore: ribaltamento spalle con forze di contenimento elevate
	2.5	arco in spessore: rottura per flessione delle spalle dell’arco con forze di contenimento elevate
	2.6	distacco dalla parete trasversale
fuori piano tessitura no-ta	3.1	ribaltamento muro privo di collegamenti
	3.2	ribaltamento muro con alcuni collegamenti ai setti trasversali
	3.3	ribaltamento facciata e cuneo di muro ortogonale
	3.4	ribaltamento porzione triangolare di facciata
nel piano	4.1	Distacco di porzione limitata
	4.2	Distacco di metà pannello
	4.3	Distacco conseguente a lesione a 45°
	4.4	Distacco di porzioni di facciata in presenza di tiranti
	4.5	Rottura più pannelli della stessa parete

Per ciascun cinematismo selezionato, il programma restituisce il calcolo del coefficiente $c = a/g$, ossia del moltiplicatore delle masse inerziali che attiva il meccanismo considerato espresso come di rapporto fra accelerazione critica e accelerazione di gravità, ed individua il valore minimo, relativo al meccanismo più debole (Zenere, 2001). L'azione sismica orizzontale viene infatti schematizzata come forza statica equivalente data dal prodotto dei vari carichi verticali che agiscono sulla parete per l'accelerazione sismica, considerata costante lungo l'altezza della parete: imponendo condizioni di equilibrio, è possibile ricavare il coefficiente moltiplicativo dei pesi che fa entrare in crisi il sistema.

Per calcolare il coefficiente c sono necessarie variabili differenti per ogni meccanismo; in generale è necessario disporre di alcuni dati base dell'edificio e per ogni parete si devono conoscere, per ogni piano: altezza, lunghezza, spessore, altezza di eventuali fori, tipo di materiale, carico agente e braccio del carico rispetto allo spigolo esterno del muro su cui è applicato. I dati inseriti per ciascuna parete vengono archiviati in apposite tabelle, in modo da permettere il loro riutilizzo in una successiva sessione di lavoro; lo stesso vale per i risultati, che vengono registrati insieme a dati utili ad identificare la parete esaminata e il particolare meccanismo applicato.

Il programma contiene un archivio di cinque materiali standard (gli stessi presenti in *Vulnus Vb 4.0*), che può essere completato da tipi con caratteristiche definite dall'utente: questi materiali sono usati per calcolare in automatico il peso delle pareti. Inoltre, per certi meccanismi è coinvolto, in alcune sezioni murarie, il raggiungimento delle tensioni ultime a trazione o compressione.

Per tutti i meccanismi di ribaltamento delle pareti viene applicato l'equilibrio dei momenti delle forze in gioco rispetto alla cerniera cilindrica attorno alla quale la parete ribalta: tale cerniera è posta alla base e posizionata a filo dello spigolo più esterno della sezione della parete. Ognuno dei modi di collasso individuati, comporta quindi una concentrazione di tensioni nei punti di contatto in cui si articola il meccanismo, che di fatto ipotizza una resistenza a compressione infinita della muratura. Nei casi reali è possibile però che, a causa della cattiva connessione dei conci d'angolo o della friabilità del materiale più esposto verso l'esterno, la cerniera attorno a cui ruota la parete si formi in un punto più interno dello spessore. In tale condizione i bracci di tutte le forze orizzontali che si considerano nel modello variano di una quantità pari allo spessore di muratura inaffidabile (Giuffrè e Carocci, 1999). *c-Sisma* consente di tenere conto di questa parzializzazione della sezione riducendo il braccio del peso proprio della parete e dei carichi agenti, nella quantità calcolata come di seguito indicato.

Si considera che l'innesco del cinematismo si manifesti non appena la tensione massima al lembo compresso raggiunge il valore di resistenza caratteristica a compressione della muratura σ_k . Il valore della tensione massima viene calcolato considerando la muratura completamente non reagente a trazione e ipotizzando una distribuzione uniforme delle tensioni di compressione nel contatto; il polo di rotazione si considera nel centro della zona com-

pressa (Figura 5.1). È quindi possibile ricavare il valore t di riduzione del braccio delle forze:

$$t = \frac{\sum_i N_i}{2 \cdot \sigma_k \cdot 1m} = \frac{\sum_i N_i}{2 \cdot \sigma_k} \quad (5.2)$$

con N sforzo normale agente alla base della parete.

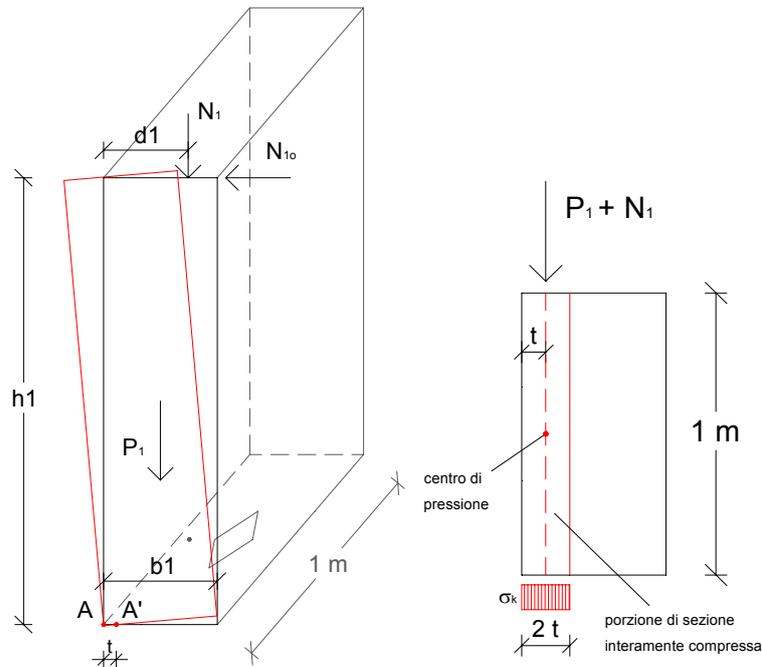


Figura 5.1 - Parzializzazione della sezione di base

La versione più recente della procedura, consente, una volta ottenuti i coefficienti c che attivano i cinematismi considerati, di compiere in automatico anche le verifiche di sicurezza dei meccanismi locali di Tipo 1 (fuori piano per strisce verticali di muratura) e di Tipo 4 (nel piano), richieste dalla vigente normativa (Istruzioni per l'applicazione delle NTC 2008) nei confronti degli stati limite di danno e ultimo, controllando l'evoluzione del cinematismo fino alle effettive condizioni di collasso.

Come indicato dalla normativa nell'Allegato C8A.4 delle Istruzioni per l'applicazione delle NTC 2008, tali verifiche possono essere effettuate valutando, mediante i metodi di analisi suggeriti dalla normativa stessa, la capacità sismica in termini di resistenza (analisi cinematica lineare) o di spostamento (analisi cinematica non-lineare). Nel primo caso è valutata l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo e sono svolte mediante analisi lineare (con fattore di struttura q) le verifiche di sicurezza allo stato limite di danno (SLD) e allo stato limite ultimo (SLU). Nel secondo caso, basandosi sul capacity spectrum method, la struttura viene schematizzata come un sistema equivalente non-lineare ad un unico grado di libertà: si determina l'andamento del moltiplicatore orizzontale dei carichi al crescere, con l'evolversi del meccanismo, dello spostamento di un punto di riferimento del si-

stema, fino all'annullamento di ogni capacità di sopportare azioni orizzontali, ottenendo così una curva di capacità sismica che viene trasformata in termini di accelerazione e spostamento in coordinate spettrali. La prestazione sismica attesa della struttura è data dall'intersezione tra tale curva e la curva della domanda sismica (spettro di risposta) ed è quindi possibile individuare lo spostamento ultimo per collasso del meccanismo, da confrontarsi con gli spostamenti richiesti alla struttura in presenza dell'evento sismico, realizzando le verifiche di sicurezza allo SLU (analisi cinematica non-lineare). La procedura c-Sisma fornisce anche l'interpretazione grafica di questa verifica nel diagramma ADSR (Acceleration Displacement Spectrum Response).

Nel caso di meccanismi locali, lo SLD corrisponde all'insorgere di fessurazioni che non interessano l'intera struttura, ma solo una sua parte e pertanto, nel caso di edifici esistenti in muratura, la sua verifica non è obbligatoriamente richiesta.

5.2.1 Esempio di analisi e verifica di un meccanismo locale

Al fine dell'esposizione del metodo utilizzato dal programma per l'analisi e la verifica dei cinematismi, ci si riferisce, a titolo esemplificativo, ad una generica parete muraria a due piani (Figura 5.2), non bene ammorsata ai muri ortogonali, soggetta ad un sistema di forze verticali ed orizzontali, comprendente i pesi e le forze orizzontali sismiche instabilizzanti ad essi proporzionali ed ortogonali al piano della parete.

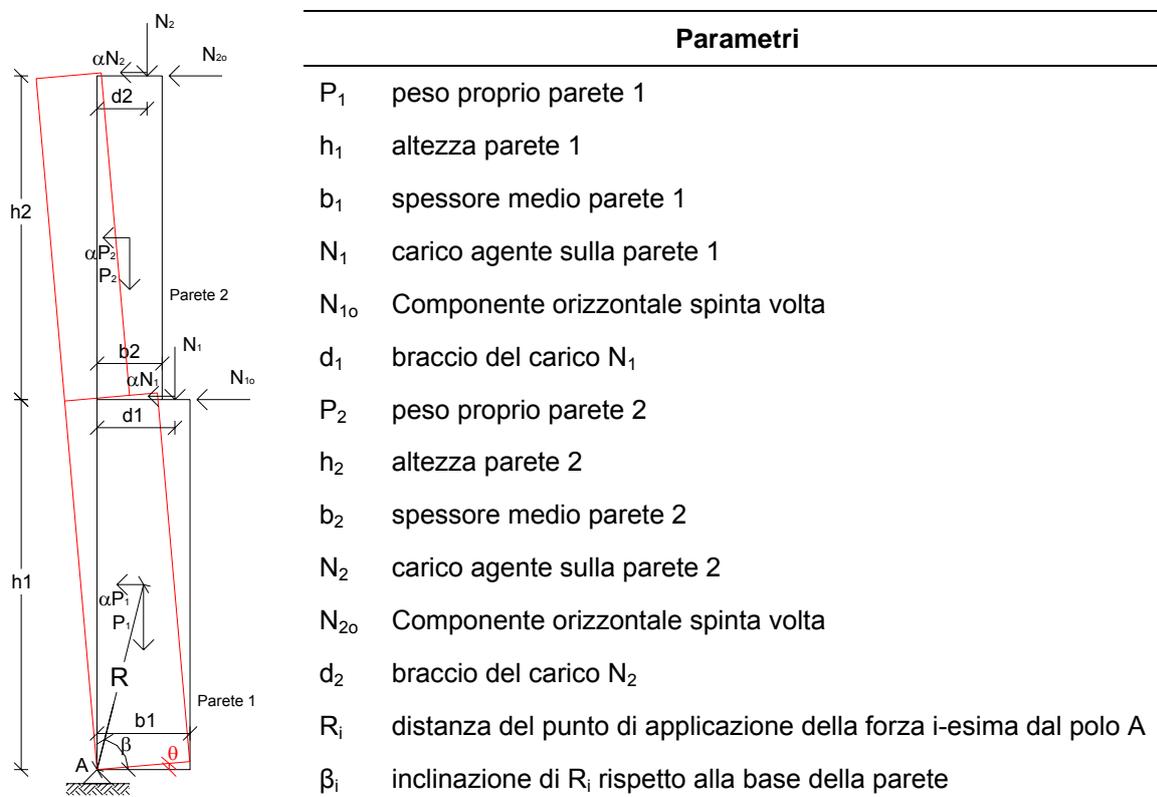


Figura 5.2 - Rappresentazione grafica dello schema di calcolo della parete analizzata e descrizione dei relativi parametri

Per tale parete, assunta in grado di ruotare monoliticamente, è stato ipotizzato un meccanismo elementare di ribaltamento attorno alla cerniera A , che viene fatta coincidere con lo spigolo di base della parete (meccanismo elementare 1.3 di c-Sisma). Il sistema è quindi rappresentato da una catena cinematica labile, formata da corpi rigidi in grado di ruotare tra loro, solitamente definiti in base a piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura.

Per ottenere il moltiplicatore orizzontale $\alpha_0 = c$ dei carichi che porta all'attivazione del meccanismo locale di danno si può applicare il Principio dei Lavori Virtuali (eq. C8A.4.1 Circolare 617/2009):

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi} \quad (5.3)$$

dove: n è il numero di tutte le forze peso P_i applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;

m è il numero di forze peso P_j non direttamente gravanti sui blocchi le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;

$\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;

$\delta_{x,j}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' j -esimo peso P_j , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;

$\delta_{y,i}$ è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i , assunto positivo se verso l'alto;

F_h è la generica forza esterna (in valore assoluto), applicata ad un blocco;

δ_h è lo spostamento virtuale del punto dove è applicata la h -esima forza esterna, nella direzione della stessa, di segno positivo se con verso discorde;

L_{fi} è il lavoro di eventuali forze interne.

Gli spostamenti virtuali sono ottenuti applicando al cinematismo una deformazione infinitesima; per esempio se una rotazione infinitesima θ_k è applicata al blocco k , le rotazioni degli altri blocchi sono calcolate tramite il cinematismo, considerando solo la geometria: lo stesso risultato si ottiene applicando uno spostamento ad un punto significativo.

Dato che il coefficiente $c = \alpha_0$ si trova considerando condizioni di equilibrio limite e poiché si sta considerando un meccanismo di ribaltamento, l'applicazione del Principio dei lavori virtuali equivale ad applicare equazioni di equilibrio dei momenti delle azioni orizzontali e verticali attorno a cerniere. Quindi, l'equilibrio alla rotazione in condizioni di ribaltamento incipiente si avrà imponendo nella configurazione iniziale del sistema l'uguaglianza tra momento delle forze stabilizzanti e momento ribaltante, dovuto alle azioni sismiche: per come queste ultime sono state schematizzate, è possibile ricavare da questa imposizione

l'espressione del moltiplicatore orizzontale c , che risulterà direttamente proporzionale al momento stabilizzante.

In particolare, nel caso in esame la parete muraria sarà soggetta all'azione di un momento ribaltante M_R dato dalla somma dell'azione sismica relativa ai pesi delle pareti e ai carichi a livello degli impalcati, che tenderà a farla ruotare attorno alla cerniera cilindrica che si forma alla base del primo pannello. Questa azione sarà contrastata da un momento stabilizzante M_S di segno opposto generato dalle forze peso della pareti e dei carichi che su di essa gravano. La procedura automatica c-Sisma, imponendo le condizioni d'equilibrio, ottiene, come detto, il valore del moltiplicatore dei carichi c che attiva il meccanismo considerato:

$$\begin{aligned}
 M_S &= P_1 \frac{b_1}{2} + N_1 d_1 + P_2 \frac{b_2}{2} + N_2 d_2 \\
 M_R &= c \cdot P_1 \frac{h_1}{2} + c \cdot N_1 \cdot h_1 + c \cdot P_2 \left(h_1 + \frac{h_2}{2} \right) + c \cdot N_2 \cdot h_{tot} + N_{1o} \cdot h_1 + N_{2o} \cdot h_{tot} \\
 c &= \frac{P_1 \frac{b_1}{2} + N_1 d_1 + P_2 \frac{b_2}{2} + N_2 d_2 - N_{1o} h_1 - N_{2o} h_{tot}}{P_1 \frac{h_1}{2} + N_1 h_1 + P_2 \left(h_1 + \frac{h_2}{2} \right) + N_2 h_{tot}} \quad (5.4)
 \end{aligned}$$

dove $h_{tot} = h_1 + h_2$.

L'applicazione del metodo del capacity spectrum, richiede la trasformazione in un sistema equivalente ad un sistema ad un grado di libertà: per tale finalità, una consolidata procedura adopera il vettore degli spostamenti nodali (generalmente associati alla forma modale fondamentale), normalizzata ad 1 nel punto di controllo (Lagomarsino e Podestà, 2005). In questo caso può essere utilizzato il vettore degli spostamenti virtuali orizzontali δ_x , in quanto esso rappresenta il meccanismo di collasso ipotizzato. Il fattore di trasformazione è quindi dato da:

$$\Gamma = \delta_{x,k} \cdot \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2} \quad (5.5)$$

dove $\delta_{x,k}$ è lo spostamento virtuale orizzontale normalizzato del punto di controllo.

Come punto di controllo è assunto il baricentro delle forze verticali, la cui altezza rispetto al polo di rotazione è:

$$h_{bar} = \frac{h_1 N_1 + \frac{h_1}{2} P_1 + h_{tot} N_2 + \left(h_1 + \frac{h_2}{2} \right) P_2}{N_1 + P_1 + N_2 + P_2} \quad (5.6)$$

5.2.1.1 Verifiche SLD e SLU con analisi lineare

Considerando un atto di rotazione virtuale della parete attorno alla cerniera A e considerando lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione del carico N_2 (posto

all'altezza h_{tot} rispetto alla base della parete) come punto di spostamento unitario, si possono ricavare le espressioni degli spostamenti virtuali orizzontali $\delta_{x,i}$ dei punti di applicazione degli i -esimi carichi:

$$\delta_{x,N_2} = 1 = h_{tot} \cdot \vartheta \Rightarrow \vartheta = \frac{1}{h_{tot}}, \quad \delta_{x,P_2} = \left(h_1 + \frac{h_2}{2} \right) \theta = \frac{h_1 + h_2/2}{h_{tot}},$$

$$\delta_{x,N_1} = h_1 \cdot \theta = \frac{h_1}{h_{tot}}, \quad \delta_{x,P_1} = \frac{h_1}{2} \theta = \frac{h_1/2}{h_{tot}}, \quad \delta_{x,k} = \frac{h_{bar}}{h_{tot}}.$$

Nota il coefficiente di attivazione del meccanismo $c = \alpha_0$, l'accelerazione sismica spettrale che attiva il meccanismo è data da:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot g \cdot \delta_{x,k} \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{\Gamma \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}} = \frac{\alpha_0 \cdot g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2}{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i} \right)^2} \quad (5.7)$$

dove g è l'accelerazione di gravità.

Si definiscono la massa partecipante al cinematiso M^* come (eq. C8A.4.3 Circolare 617/2009):

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i} \right)^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2} = \frac{\left(N_2 \cdot \delta_{x,N_2} + P_2 \cdot \delta_{x,P_2} + N_1 \cdot \delta_{x,N_1} + P_1 \cdot \delta_{x,P_1} \right)^2}{g \cdot \left(N_2 \cdot \delta_{x,N_2}^2 + P_2 \cdot \delta_{x,P_2}^2 + N_1 \cdot \delta_{x,N_1}^2 + P_1 \cdot \delta_{x,P_1}^2 \right)} \quad (5.8)$$

e la frazione di massa partecipante come (§ C8A.4.2.2 Circolare 617/2009):

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} = \frac{g \cdot M^*}{N_2 + N_1 + P_2 + P_1} \quad (5.9)$$

Come già indicato § 4.2 delle LGBC 2007, poi ripreso nell'Allegato C8A.4 della Circolare 617/2009, l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a_0^* andrà opportunamente ridotta per tenere conto del Livello di Conoscenza raggiunto. Tenendo conto del fattore di confidenza F_C (Tabella C8A.1.1 Circolare 617/2009), risulta quindi (eq. C8A.4.4 Circolare 617/2009):

$$a_0^* = \frac{c \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* \cdot F_C} = \frac{c \cdot g}{e^* \cdot F_C} \quad (5.10)$$

Per procedere alle verifiche è necessario effettuare la valutazione del periodo di vibrazione T_I , associato al meccanismo di collasso nella fase precedente alla sua attivazione: quando nessuna stima di dettaglio è possibile (per esempio nel caso di meccanismi locali con connessioni multiple ad resto dell'edificio), può essere assunto come riferimento il valore del

primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata (eq.7.3.5 NTC 2008):

$$T_1 = 0,05 \cdot H^{\frac{3}{4}} \quad (5.11)$$

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, la verifica di sicurezza è soddisfatta se l'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo, confrontata con l'accelerazione al suolo, ovvero lo spettro elastico definito valutato per $T = 0$, soddisfa la seguente disuguaglianza (eq. C8A.4.7 e C8A.4.9 Circolare 617/2009):

$$\text{SLD: } a_0^* \geq a_g(P_{V_R}) \cdot S, \quad \text{SLU: } a_0^* \geq \frac{a_g(P_{V_R}) \cdot S}{q} \quad (5.12)$$

dove: a_g è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento;

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

q è il fattore di struttura.

Se invece il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematiso è in genere amplificata rispetto a quella al suolo. Un'approssimazione accettabile consiste nel verificare anche (eq. C8A.4.8 e C8A.4.10 Circolare 617/2009):

$$\text{SLD: } a_0^* \geq S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma, \quad \text{SLU: } a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \quad (5.13)$$

dove: $S_e(T_1)$ è lo spettro elastico definito dalle NTC 2008 in funzione dei parametri precedentemente determinati, della probabilità di superamento dello stato limite scelto e del periodo di riferimento V_R , calcolato per il periodo T_1 ;

$\psi(Z)$ è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio; in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\psi(Z) = Z / H$, dove H è l'altezza totale dell'edificio rispetto alla fondazione;

Z è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura: nel caso in esame all'altezza della quota di imposta del meccanismo (altezza, rispetto alla fondazione, della cerniera A);

γ è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale (in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\gamma = 3N / (2N + 1)$, con N numero di piani dell'edificio).

5.2.1.2 Verifica SLU con analisi non-lineare

Un'analisi pushover è un'analisi delle prestazioni sismiche di una struttura basata non solo sull'evoluzione di un coefficiente rappresentativo della resistenza massima, ma anche sull'incremento degli spostamenti fino al collasso. Nel caso in esame, la perdita della condizione statica d'equilibrio non corrisponde al collasso, e il cinematismo è in grado di sopportare un'ulteriore azione orizzontale anche dopo la sua attivazione.

Al fine di conoscere la capacità di spostamento della struttura fino al collasso attraverso il meccanismo considerato, un'analisi cinematica incrementale può essere realizzata valutando il moltiplicatore orizzontale α dei carichi non solo nella configurazione iniziale, ma anche su configurazioni variate della catena cinematica, rappresentative dell'evoluzione del meccanismo e descritte dallo spostamento d_k di un punto di controllo del sistema. L'analisi incrementale deve essere condotta fino al raggiungimento della configurazione cui corrisponde l'annullamento del moltiplicatore α e quindi della forza sismica orizzontale, in corrispondenza dello spostamento $d_{k,0}$. Tale configurazione può essere ottenuta esprimendo la geometria in una generica configurazione variata, funzione della rotazione finita $\theta_{k,0}$ applicando il Principio dei Lavori Virtuali avendo posto $\alpha = 0$ e ricavando l'incognita $\theta_{k,0}$ (rotazione virtuale).

In alternativa, l'evoluzione del cinematismo si può seguire per via analitico - numerica considerando una successione di rotazioni virtuali finite θ_k , aggiornando la geometria variata del sistema e determinando il moltiplicatore α ad essa corrispondente così come fatto nel caso della configurazione iniziale del sistema, tenendo però conto della variazione della geometria. Tramite relazioni trigonometriche, supponendo che le azioni restino costanti, è infatti possibile ricavare le espressioni per i bracci delle forze agenti in funzione della rotazione θ_k che si fa compiere alla struttura e seguire la variazione del coefficiente α fino al suo annullamento. Ad esempio, per il momento stabilizzante M_s è possibile ricavare, nella generica configurazione variata, la seguente espressione:

$$M_s = \sum_i P_i \cdot R_i \cdot \cos(\beta_i + \theta_k) \quad (5.14)$$

dove: R_i è il raggio che unisce il polo di rotazione A e il punto di applicazione del generico peso P_i ,

β_i è l'angolo che il raggio forma con l'orizzontale.

Si ricavano le seguenti espressioni:

$$\beta_{N_1} = \beta_{N_{1o}} = \arctg\left(\frac{h_1}{d_1}\right), \quad \beta_{P_1} = \arctg\left(\frac{h_1/2}{b_1/2}\right),$$

$$\beta_{N_2} = \beta_{N_{2o}} = \arctg\left(\frac{h_{tot}}{d_2}\right), \quad \beta_{P_2} = \arctg\left(\frac{h_1 + h_2/2}{b_2/2}\right),$$

$$R_{N_1} = R_{N_{1o}} = \sqrt{h_1^2 + d_1^2}, \quad R_{P_1} = \sqrt{\left(\frac{h_1}{2}\right)^2 + \left(\frac{b_1}{2}\right)^2},$$

$$R_{N_2} = R_{N_{2o}} = \sqrt{h_{tot}^2 + d_2^2}, \quad R_{P_2} = \sqrt{\left(h_1 + \frac{h_2}{2}\right)^2 + \left(\frac{b_2}{2}\right)^2}.$$

Aumentando l'angolo di rotazione, si ha una diminuzione del braccio delle forze verticali rispetto alla cerniera cilindrica (per alcuni valori di θ_k , il punto di applicazione di alcune forze esce dal filo della parete su cui si trova il polo di rotazione e, in questi casi, il momento generato da tali forze, che diventano instabilizzanti, sarà negativo, contribuendo alla diminuzione del momento resistente) e un aumento del braccio delle forze orizzontali: ne consegue una diminuzione del momento stabilizzante, che in una certa configurazione arriva ad annullarsi, e un aumento del momento ribaltante. A questo corrisponde, per quanto detto, una diminuzione del coefficiente α , che si annullerà in quella configurazione in cui è nullo il momento resistente.

È possibile determinare l'angolo $\theta_{k,0}$ (cui corrisponde lo spostamento d_{k0} del punto di controllo considerato) che caratterizza la configurazione per cui si ha l'annullamento del moltiplicatore α e quindi del momento stabilizzante M_s , in via semplificata, mantenendo costanti all'evolversi del cinematismo le diverse azioni presenti (forze peso, azioni esterne o interne): la configurazione cercata può essere ottenuta, come detto, esprimendo la geometria in una generica configurazione variata, funzione della rotazione finita $\theta_{k,0}$, calcolando l'espressione per il momento resistente, ponendo:

$$M_s = N_1 \cdot R_{N_1} \cdot \cos(\beta_{N_1} + \theta) - N_{1o} \cdot R_{N_1} \cdot \sin(\beta_{N_1} + \theta) + P_1 \cdot R_{P_1} \cdot \cos(\beta_{P_1} + \theta) + N_2 \cdot R_{N_2} \cdot \cos(\beta_{N_2} + \theta) - N_{2o} \cdot R_{N_2} \cdot \sin(\beta_{N_2} + \theta) + P_2 \cdot R_{P_2} \cdot \cos(\beta_{P_2} + \theta) = 0 \quad (5.15)$$

e ricavando da tale equazione l'incognita $\theta_{k,0}$. Determinata $\theta_{k,0}$, si può ricavare il corrispondente spostamento d_{k0} del punto di controllo (il baricentro delle forze verticali) che si ha in corrispondenza dell'annullamento di ogni capacità del sistema di sopportare azioni orizzontali è quindi:

$$d_{k0} = h_{bar} \cdot \sin(\theta_{k0}) \quad (5.16)$$

Avendo seguito passo-passo le successive configurazioni variate del sistema in esame, è nota con precisione la variazione del coefficiente di collasso α al variare di θ_k (curva di pushover); è di conseguenza noto anche il legame tra α e lo spostamento generalizzato d_k del punto di controllo della struttura ed è quindi possibile definire la curva ad esso relativa. Tale curva di capacità trascura la deformabilità del macroelemento interessato dal meccanismo di collasso, in quanto esso è schematizzato come un blocco rigido: essa è ben approssimata da (eq. C8A.4.2 Circolare 617/2009):

$$\alpha = \alpha_0 \cdot \left(1 - \frac{d_k}{d_{k,0}}\right) \quad (5.17)$$

A questo punto deve essere definita la curva di capacità del corrispondente oscillatore equivalente a 1 g.d.l.

Lo spostamento spettrale d^* del sistema SDOF può essere ottenuto in via approssimata, noto lo spostamento del punto di controllo d_k , con riferimento agli spostamenti virtuali valutati sulla configurazione iniziale, da (eq. C8A.4.5 Circolare 617/2009):

$$d^* = \frac{d_k}{\Gamma} = d_k \cdot \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}} = d_k \cdot \frac{N_2 \cdot \delta_{x,N_2}^2 + P_2 \cdot \delta_{x,P_2}^2 + N_1 \cdot \delta_{x,N_1}^2 + P_1 \cdot \delta_{x,P_1}^2}{\frac{h_{bar}}{h_{tot}} \cdot (N_2 \cdot \delta_{x,N_2} + P_2 \cdot \delta_{x,P_2} + N_1 \cdot \delta_{x,N_1} + P_1 \cdot \delta_{x,P_1})} \quad (5.18)$$

Nel caso in cui la curva di capacità del sistema in esame presenti un andamento lineare, fatto che si verifica quando le diverse azioni vengono mantenute costanti, la curva di capacità assume la seguente espressione (eq. C8A.4.6 Circolare 617/2009):

$$a^* = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot F_C} \left(1 - \frac{\Gamma}{d_{k,0}} d_k \right) = a_0^* \cdot \left(1 - \frac{d^*}{d_0^*} \right) \quad (5.19)$$

dove d_0^* è lo spostamento spettrale equivalente corrispondente allo spostamento $d_{k,0}$.

È necessario definire lo spostamento spettrale di collasso. Anche se dinamicamente, l'equilibrio è teoricamente possibile lungo il ramo di softening della curva di capacità, la domanda di spostamento si incrementa considerevolmente quando la capacità diminuisce. In funzione dei risultati di molte sperimentazioni e analisi dinamiche non-lineari effettuate da diversi autori (Restrepo-Vélez e Magenes, 2004b; Doherty et al., 2002; Curti, 2007) e così come indicato dalla normativa (§ C8A.4.2.2 Circolare 617/2009), si assume che il valore dello spostamento spettrale ultimo (collasso) corrisponda al 40% dello spostamento spettrale d_0^* , che corrisponde all'annullamento dell'accelerazione spettrale della curva di capacità, che terrà in considerazione solamente le azioni di cui è verificata la presenza fino al collasso, e allo spostamento d_{k0} (§ C8A.4.2.3 Circolare 617/2009):

$$d_u^* = 0,4 \cdot d_0^* \quad (5.20)$$

La duttilità è quindi espressa da:

$$\mu = 0,4 \cdot \left(1 + \frac{4\pi^2 \cdot e^* \cdot d_{k,0}}{T^2 \cdot c \cdot g \cdot \Gamma} \right) \quad (5.21)$$

Dal momento che, come detto, i meccanismi di collasso sono connessi principalmente alla perdita di equilibrio (ribaltamento) piuttosto che alla fessurazione della muratura, la duttilità ottenuta è normalmente molto alta.

La valutazione del performance point non può essere effettuata con l'approccio adottato nel § 4.6 che considera un spettro anelastico, in quanto il comportamento ciclico del cinematico è elastico non-lineare, con cicli di isteresi non dissipativi. Perciò il performance point può essere ottenuto tramite uno spettro elastico (smorzamento al 5%), considerando una rigidezza secante equivalente. In funzione di analisi statistiche di risultati di analisi dinamiche non-lineari con terremoti differenti, è emerso che, al collasso, il periodo secante

T_s , utile per la valutazione sullo spettro della domanda di spostamento $\Delta_d(T_s)$ (target displacement), può essere definito sulla curva di capacità considerando il punto di coordinate $(d_s^*; a_s^*)$ tale che:

$$d_s^* = 0.40 \cdot d_u^*, \quad a_s^* = a_0^* \cdot \left(1 - \frac{d_s^*}{d_0^*}\right) \Rightarrow T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}}.$$

La verifica di sicurezza risulterà soddisfatta se la capacità di spostamento ultimo d_u^* del meccanismo locale e la domanda di spostamento soddisfano la relazione $\Delta_d \leq d_u^*$ e, quindi, se lo spostamento richiesto alla struttura in presenza di evento sismico risulta minore dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo.

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, la verifica di sicurezza nei confronti dello Stato limite di salvaguardia della vita si considera soddisfatta se (eq. C8A.4.11 Circolare 617/2009):

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = \frac{T_s^2}{4\pi^2} S_e(T_s) \quad (5.22)$$

dove S_{De} è lo spettro di risposta elastico in spostamento.

Se invece il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, deve essere considerato lo spettro di risposta in spostamento del moto alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo. Una approssimazione accettabile consiste nel verificare anche (eq. C8A.4.12 Circolare 617/2009):

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0.02 \frac{T_s}{T_1}}} \quad (5.23)$$

È possibile considerare anche l'interpretazione grafica della verifica nel diagramma ADSR (Figura 5.3). Nota la curva di capacità (la cui intersezione con l'asse degli spostamenti corrisponde a d_0^* e la cui intersezione con l'asse delle accelerazioni corrisponde all'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a_0^*) risulta nota la posizione di d_u^* ; costruita poi la curva di domanda, dall'intersezione di questa con la retta per l'origine passante per il punto di coordinate $(d_s^*; a_s^*)$, corrispondente al periodo secante T_s , è possibile ricavare la posizione di $\Delta_d(T_s)$.

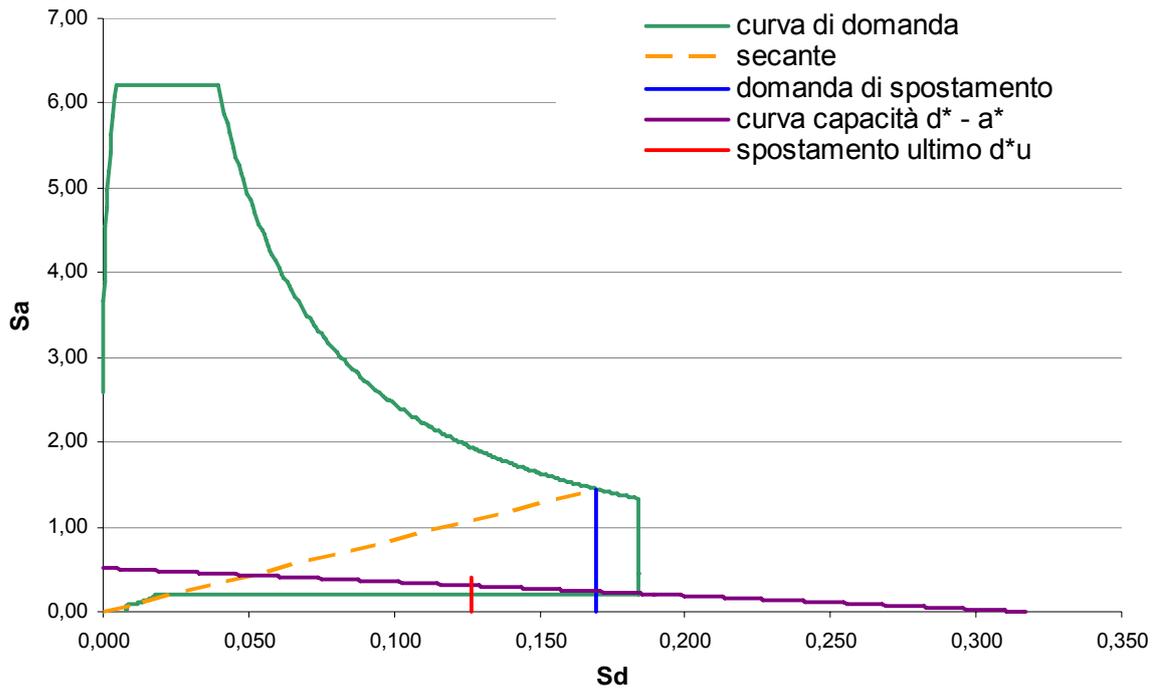


Figura 5.3 - Interpretazione grafica della verifica SLU con analisi non-lineare

5.3 Descrizione dei modelli cinematici utilizzati

Di seguito vengono riportate delle brevi descrizioni dei meccanismi di c-Sisma che sono stati utilizzati per l'analisi dei casi studio condotta nel § 6.4: per essi vengono fornite l'indicazione numerica assegnata dal programma, la descrizione del modello, la relativa schematizzazione grafica e le principali formule impiegate per le verifiche di sicurezza.

In particolare, si sono individuati, tra quelli implementati in c-Sisma, i meccanismi di collasso possibili e probabili, in relazione all'effettiva conformazione geometrico-costruttiva delle pareti degli edifici oggetto dello studio. In questo senso, i meccanismi di tipo 3 e di tipo 4 non sono risultati particolarmente significativi e sono stati pertanto analizzati i meccanismi fuori piano di strisce verticali e orizzontali di muratura (tipo 1 e 2): tra questi sono risultati compatibili alle condizioni di vincolo presenti nei manufatti esaminati i meccanismi identificati, con riferimento alla Tabella 5.1, come 1.1, 1.3, 1.6, 1.7, 1.9, 1.10, 1.11, 1.12, 1.13, 1.14, 1.15, 1.16, 1.19, 1.20 e 2.1, 2.2, 2.3, 2.6.

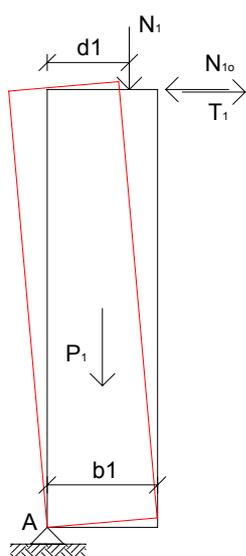
5.3.1 Parete monolitica semplicemente appoggiata al muro ortogonale

Rientrano in questo modello quattro cinematicismi tra quelli considerati e cioè i meccanismi 1.1, 1.3, 1.9 e 1.19. Si considererà qui in dettaglio il meccanismo 1.1 riguardante una parete ad un piano monolitica semplicemente appoggiata (Borri et al., 1999).

Il sistema allo studio, schematizzato in Figura 5.4, è dato da una parete monolitica di altezza h_l , investita dall'azione sismica con direzione ortogonale al proprio piano e malamente ammorsata al muro di spina ortogonale eventualmente presente.

L'azione sismica viene schematizzata come forza statica equivalente data dal prodotto della massa della parete e dei carichi verticali che su essa agiscono per l'accelerazione sismica, considerata costante lungo l'altezza della parete. La parete muraria sarà quindi soggetta all'azione di un momento ribaltante (dato dalla somma dell'azione sismica relativa al peso, applicata a livello del baricentro della muratura in questione e moltiplicata per il braccio pari a $h_1/2$, dell'azione sismica del carico a livello dell'impalcato superiore per il braccio pari ad d_1 e della spinta dell'eventuale volta) che tenderà a farla ruotare attorno alla cerniera cilindrica che si forma alla sua base. Questa azione è contrastata dall'azione di un momento stabilizzante di segno opposto generato dalla forza peso della parete e dei carichi che su di essa gravano e dell'azione dell'eventuale tirante. Imponendo le condizioni d'equilibrio alla rotazione c-Sisma permette di ottenere il valore del coefficiente di attivazione del meccanismo c :

$$c = \frac{P_1 \frac{b_1}{2} + N_1 d_1 + (T_1 - N_{1o}) h_1}{P_1 \frac{h_1}{2} + N_1 h_1} \quad (5.24)$$



Parametri	
P_1	Peso proprio parete
h_1	Altezza
b_1	Spessore medio
N_1	Carico agente sulla parete
d_1	Braccio del carico
N_{1o}	Componente orizzontale spinta volta
T_1	Tensione nel tirante

Figura 5.4 - Schema del meccanismo 1.1 e relativi parametri

Con riferimento al § 5.2.1 si riportano alcune formule usate da c-Sisma per le verifiche:

$$M_S = N_1 \cdot R_{N_1} \cdot \cos(\beta_{N_1} + \theta) + (T_1 - N_{1o}) \cdot R_{N_1} \cdot \sin(\beta_{N_1} + \theta) + P_1 \cdot R_{P_1} \cdot \cos(\beta_{P_1} + \theta) \quad (5.25)$$

È assunto come punto di controllo il baricentro delle forze verticali e quindi:

$$d_{k0} = h_{bar} \cdot \sin(\theta_{k0}) \quad (5.26)$$

Per gli altri due meccanismi (1.3, 1.9 e 1.19) che fanno riferimento a questo modello le formule utilizzate sono del tutto analoghe a quelle riportate e rappresentano una semplice estensione rispetto al caso analizzato.

5.3.2 Parete trattenuta da tiranti

Rientrano in questo modello i meccanismi 1.6, 1.10 e 1.20. Nello studio del caso di due pareti sovrapposte, ciascuna vincolata da tirante sulla sommità (meccanismo 1.6 - Figura 5.5), gli sforzi nei tiranti (T_1 per la parete 1, T_2 per la parete 2) entrano in gioco oltre un certo valore di c per impedire il ribaltamento della parete 2 attorno allo spigolo alla sua base o dell'insieme delle due pareti attorno allo spigolo A (Giuffrè, 1993).

Analogamente agli altri casi, per il calcolo del coefficiente c , bisogna porre l'equilibrio tra il momento ribaltante dovuto all'azione sismica, che tende a far ruotare la parete attorno alla cerniera alla sua base, e alle spinte di eventuali volte ed il momento stabilizzante dovuto a peso, carichi e azione di trattenimento dei tiranti. La formula che c-Sisma utilizza per il calcolo di c è:

$$c = \frac{P_1 \frac{b_1}{2} + P_2 \frac{b_2}{2} + N_1 d_1 + N_2 d_2 + (T_1 - N_{1o}) \cdot h_1 + (T_2 - N_{2o}) \cdot h_{tot}}{P_1 \frac{h_1}{2} + P_2 \left(h_1 + \frac{h_2}{2} \right) + N_1 h_1 + N_2 h_{tot}} \quad (5.27)$$

dove: $h_{tot} = h_1 + h_2$

Affinché il tirante sia efficace e sia garantita la sua tenuta, è necessario che il valore del suo sforzo non superi la forza d'attrito che il carico superiore consente.

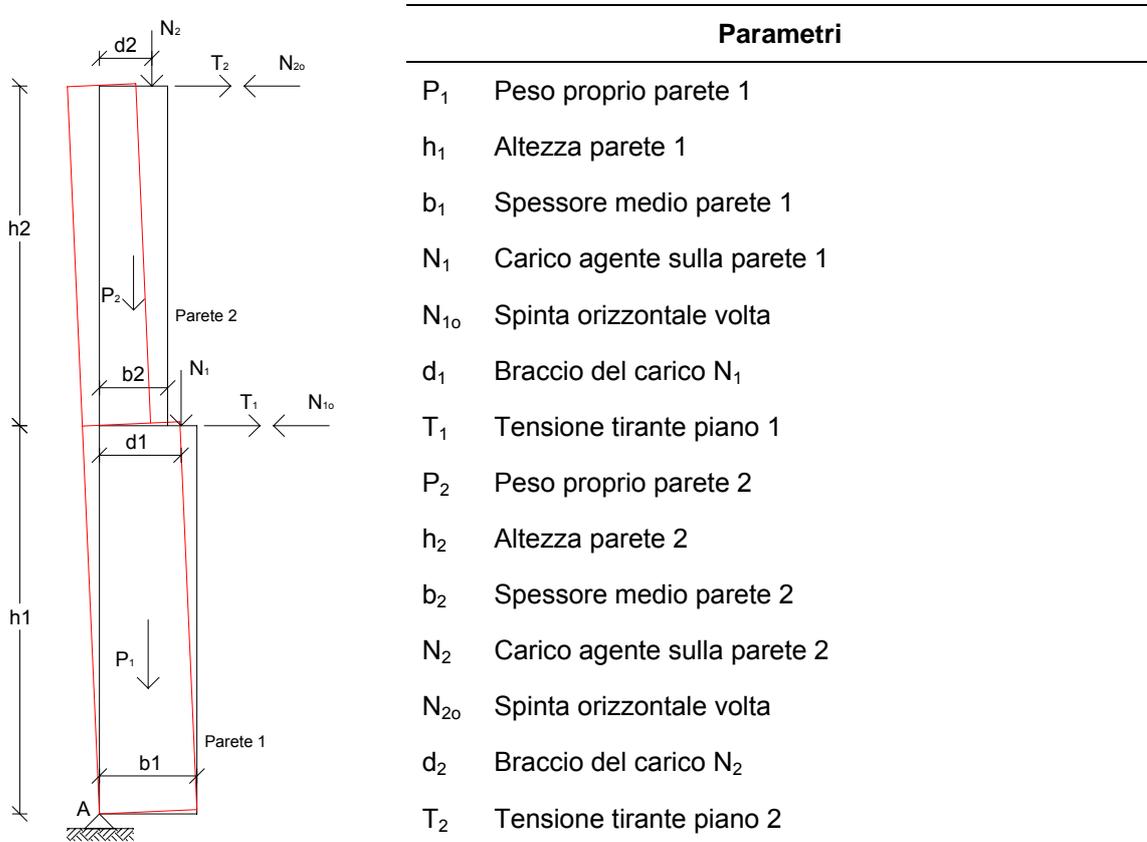


Figura 5.5 - Schema del meccanismo 1.6 e relativi parametri

Si ricorda che T_1 e T_2 non sono forze derivanti da masse e quindi non sono conteggiate in M^* ed e^* . La formula per il calcolo del momento stabilizzante in una generica configurazione ruotata di un angolo θ_k è:

$$M_S = N_2 \cdot R_{N_2} \cdot \cos(\beta_{N_2} + \theta) + (T_2 - N_{2o}) \cdot R_{N_2} \cdot \sin(\beta_{N_2} + \theta) + P_2 \cdot R_{P_2} \cdot \cos(\beta_{P_2} + \theta) + N_1 \cdot R_{N_1} \cdot \cos(\beta_{N_1} + \theta) + (T_1 - N_{1o}) \cdot R_{N_1} \cdot \sin(\beta_{N_1} + \theta) + P_1 \cdot R_{P_1} \cdot \cos(\beta_{P_1} + \theta) \quad (5.28)$$

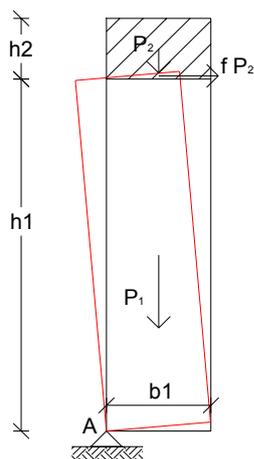
È assunto come punto di controllo il baricentro delle forze verticali.

I meccanismi 1.10 e 1.20 rappresentano una semplice estensione del caso analizzato e le formule per essi utilizzate sono del tutto analoghe a quelle riportate.

5.3.3 Parete trattenuta superiormente da cordolo

Il meccanismo 1.7 prende in considerazione il caso di parete all'ultimo piano su cui non grava il peso dell'impalcato di copertura e coronata in sommità da cordolo murario armato (Figura 5.6): si considera un'effettiva funzione di contenimento del cordolo (sono presenti dei tiranti ortogonali che vincolano il cordolo oppure il cordolo è presente attorno all'intero edificio con una corona completa), ma non si considera esistente un perfetto ammorsamento tra il cordolo e la muratura sottostante. L'azione di contenimento si trasmette quindi alla muratura grazie all'attrito che si esplica al contatto tra questa e il cordolo sovrastante: parametro condizionante il meccanismo è dunque l'altezza del cordolo (Giuffrè e Carocci, 1999).

La spinta orizzontale derivante dalla presenza di una eventuale volta si considera completamente compensata dall'azione contenitiva del tirante o del cordolo ortogonale.



Parametri	
P_1	Peso proprio parete
h_1	Altezza della sola parete
b_1	Spessore medio parete
f	Coefficiente attrito cordolo- muratura
P_2	Peso proprio cordolo
h_2	Altezza cordolo
b_2	Spessore cordolo ($b_2 = b_1 = b$)

Figura 5.6 - Schema del meccanismo 1.7 e relativi parametri

Il coefficiente di collasso viene calcolato, anche in questo caso, imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto ad A tra il momento stabilizzante (forza peso e attrito) ed il momento ribaltante (azione sismica). Si osserva che mentre come effetto stabilizzante del peso il programma assume quello relativo all'intera altezza della parete, come forza sismica viene in-

vece considerata quella agente sulla sola porzione al di sotto del cordolo: il peso P_2 , per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale assorbita dal tirante o dal cordolo ortogonale che non agisce quindi sugli elementi della catena cinematica. Ne risulta:

$$M_S = P_1 \frac{b_1}{2} + P_2 \frac{b_1}{2} + f \cdot P_2 \cdot h_1 = \gamma_1 b_1 \cdot \frac{b_1}{2} + \gamma_2 b_1 \cdot \frac{b_1}{2} + f \cdot \gamma_2 b_1 \cdot h_1, \quad M_R = c \cdot P_1 \frac{h_1}{2} = c \cdot \gamma_1 b_1 \cdot \frac{h_1}{2}$$

$$c = 2f \frac{h_2}{h_1} + \frac{b_1(h_1+h_2)}{h_1^2} \quad (5.29)$$

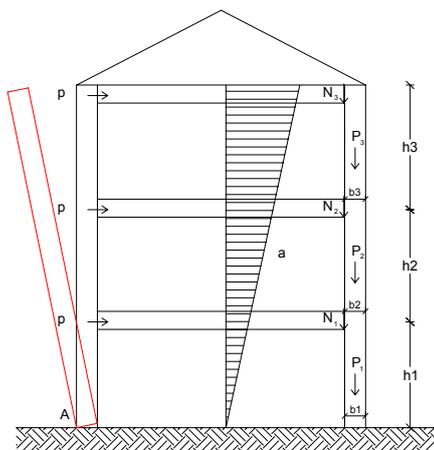
Il termine $f \cdot P_2$ non è una forza peso la cui massa genera una forza orizzontale per effetto dell'azione sismica e quindi non compare in M^* ed e^* . Si ha poi:

$$M_S = P_1 \cdot R_{P_1} \cdot \cos(\beta_{P_1} + \theta) + P_2 \cdot R_{P_2} \cdot \cos(\beta_{P_2} + \theta) + (f \cdot P_2) \cdot R_f \cdot \sin(\beta_f + \theta) \quad (5.30)$$

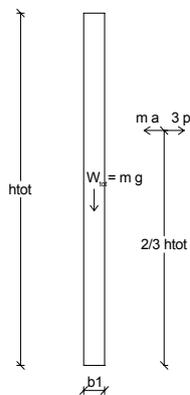
È assunto come punto di controllo il baricentro delle forze verticali.

5.3.4 Ribaltamento globale (Vulnus versione originale)

Rientrano in questo modello due cinematismi tra quelli considerati e cioè i meccanismi 1.11 e 1.13. Si considererà qui in dettaglio il meccanismo 1.11 riguardante il ribaltamento globale di una parete a tre piani (Figura 5.7).



Schema statico



Parametri

P_1	Peso proprio parete 1
h_1	Altezza parete 1
b_1	Spessore medio parete 1
N_1	Carico agente sulla parete 1
P_2	Peso proprio parete 2
h_2	Altezza parete 2
b_2	Spessore medio parete 2
N_2	Carico agente sulla parete 2
P_3	Peso proprio parete 3
h_3	Altezza parete 3
b_3	Spessore medio parete 3
N_3	Carico agente sulla parete 3
p	Forza di contenimento
a	Valore medio dell'accelerazione sismica
n	Numero di piani

Figura 5.7 - Schema del meccanismo 1.11 e relativi parametri

Per il meccanismo di ribaltamento di più pareti sovrapposte, ognuna di una certa altezza, che ruotano insieme attorno ad una cerniera cilindrica posta alla base, viene assunto il modello di calcolo utilizzato da Vulnus (Bernardini et al., 1988), che considera, diversamente dai meccanismi precedenti, l'accelerazione sismica proporzionale alla quota rispetto al piano campagna (piano inferiore se il terreno è in pendenza).

L'effetto stabilizzante dei solai e di eventuali incatenamenti corrisponde, secondo il criterio originale di vulnus (cfr. § 3.3.2.1) ad una forza di contenimento variabile linearmente con l'altezza dell'impalcato: si ritiene infatti che, ad esempio, i tiranti esplicino azioni maggiori ai piani più alti, dove sono sottoposti a deformazioni maggiori. Il valore medio della forza di contenimento per unità di lunghezza, in caso di solai leggeri in legno, può essere assunto pari a 1 kN/m: p rappresenta di fatto una forza d'attrito tra impalcato e muri e il suo valore è considerato costante ad ogni livello di impalcato, poiché si assumono gli orizzontamenti caricati ugualmente ad ogni piano. Le eventuali presenze di tiranti, di cordoli o anche della spinta orizzontale di volte vanno opportunamente valutate nella determinazione del valore della forza p (eventualmente anche negativo).

Il coefficiente di attivazione si ottiene imponendo l'equilibrio, attorno alla cerniera A , tra momento ribaltante, dovuto all'azione sismica, e i momenti stabilizzanti, dovuti al peso della parete e alle forze di contenimento che si esplicano fra solai e pareti (§ 3.3.2.2.1):

$$c = 0.75 \frac{b_1}{h_{tot}} + 3 \frac{p}{W_{tot}} \quad (5.31)$$

con $h_{tot} = h_1 + h_2 + h_3$ e $W_{tot} = P_1 + P_2 + P_3 + N_1 + N_2 + N_3$.

Nel meccanismo di ribaltamento globale il momento resistente M_S è dovuto all'azione stabilizzante dei carichi verticali, che producono un momento che decresce in seguito alla diminuzione del braccio delle forze rispetto al centro di rotazione, dovuta all'evolversi del cinematismo:

$$M_S = W_{tot} \cdot R_{W_{tot}} \cdot \cos(\beta_{W_{tot}} + \theta) + 3 \cdot p \cdot R_p \cdot \sin(\beta_p + \theta) \quad (5.32)$$

È assunto come punto di controllo il baricentro delle forze verticali applicate.

Per l'altro meccanismo (1.13) che fa riferimento a questo modello le formule utilizzate sono del tutto analoghe a quelle riportate.

5.3.5 Ribaltamento globale (Vulnus Vb 4.0)

Rientrano in questo modello i cinematismi 1.15 e 1.16. Si considererà qui in dettaglio il meccanismo 1.15 riguardante il ribaltamento globale di una parete a tre piani: lo schema di calcolo è lo stesso riportato in Figura 5.7 poiché il modello di calcolo utilizzato da Vulnus nella sua versione aggiornata Vb 4.0 è del tutto simile a quello del meccanismo 1.11: si considera anche in questo caso l'accelerazione sismica proporzionale alla quota rispetto al piano campagna, ma si valuta diversamente l'effetto stabilizzante di solai ed eventuali incatenamenti tramite la forza p' .

Come indicato nel § 3.3.2.1 l'effetto stabilizzante dei solai e di eventuali incatenamenti corrisponde ancora ad una forza di contenimento di valor medio p per unità di lunghezza e variabile linearmente con l'altezza dell'impalcato: all'utente però non viene richiesto di inserire il valore medio della forza di contenimento, ma viene richiesto, per ogni livello, l'inserimento di valori per coefficiente di attrito solaio/cordolo-muratura (μ_i) e coefficiente di compenetrazione del solaio e/o del cordolo (ν_i). Il valore della forza di contenimento ad ogni livello viene quindi valutato dalla procedura moltiplicando il coefficiente d'attrito e di compenetrazione per la sommatoria dei carichi superiori.

Il valore del coefficiente di attrito, può essere assunto pari a 0.1 in caso di solai leggeri in legno a 0.3 nel caso di solai intermedi e a 0.6 nel caso di solai pesanti (anche con cordolature); la forza esercitata da eventuali catene può essere opportunamente calcolata e il contributo può quindi essere sommato al contenimento attritivo. Il valore del coefficiente di attrito può essere eventualmente anche negativo per tener conto di situazioni particolari, quali presenza di spinte sulle murature. Il coefficiente di compenetrazione assume invece valori compresi tra 0 e 1.

Il coefficiente di attivazione si ottiene imponendo l'equilibrio tra momento ribaltante, dovuto all'azione sismica, e i momenti stabilizzanti, dovuti al peso della parete e alle forze di contenimento che si esplicano fra solai e pareti:

$$c = 0.75 \frac{b_1}{h_{tot}} + 3 \frac{p}{W_{tot}} \quad (5.33)$$

$$\text{con} \quad h_{tot} = h_1 + h_2 + h_3, \quad W_{tot} = P_1 + P_2 + P_3 + N_1 + N_2 + N_3, \quad p = \frac{p_1 + p_2 + p_3}{3},$$

essendo $p_3 = \mu_3 \cdot \nu_3 \cdot N_3$, $p_2 = \mu_2 \cdot \nu_2 \cdot (N_3 + P_3 + N_2)$, $p_1 = \mu_1 \cdot \nu_1 \cdot (N_3 + P_3 + N_2 + P_2 + N_1)$.

Il momento resistente M_S è dovuto all'azione stabilizzante dei carichi verticali, che producono un momento che decresce in seguito alla diminuzione del braccio delle forze rispetto al centro di rotazione, dovuta all'evolversi del cinematismo:

$$M_S = W_{tot} \cdot R_{W_{tot}} \cdot \cos(\beta_{W_{tot}} + \theta) + 3 \cdot p \cdot R_p \cdot \sin(\beta_p + \theta) = 0 \quad (5.34)$$

È assunto come punto di controllo il baricentro delle forze applicate.

Per l'altro meccanismo (1.16) che fa riferimento a questo modello le formule utilizzate sono del tutto analoghe a quelle riportate.

5.3.6 Rottura a trazione ultimo piano (Vulnus)

Rientrano in questo modello due cinematismi tra quelli considerati e cioè i meccanismi 1.12 e 1.14. Si considererà qui in dettaglio il meccanismo 1.12 riguardante la rottura a trazione dell'ultimo piano di una parete a tre piani.

Il meccanismo, considerato da Vulnus (Bernardini et al., 1988), si innesca in presenza di elevate forze di contenimento esercitate a livello dei solai, tali da far aderire la parete allo schema in Figura 5.8. In questa situazione si considera significativa la rottura nella sezione di mezzeria (flessione locale) del piano più alto dell'edificio, in quanto maggiormente e-

sposto all'azione sismica fuori piano: il meccanismo può essere applicato anche ad altri livelli se come carico N si considera il peso complessivo dato carichi dei livelli superiori.

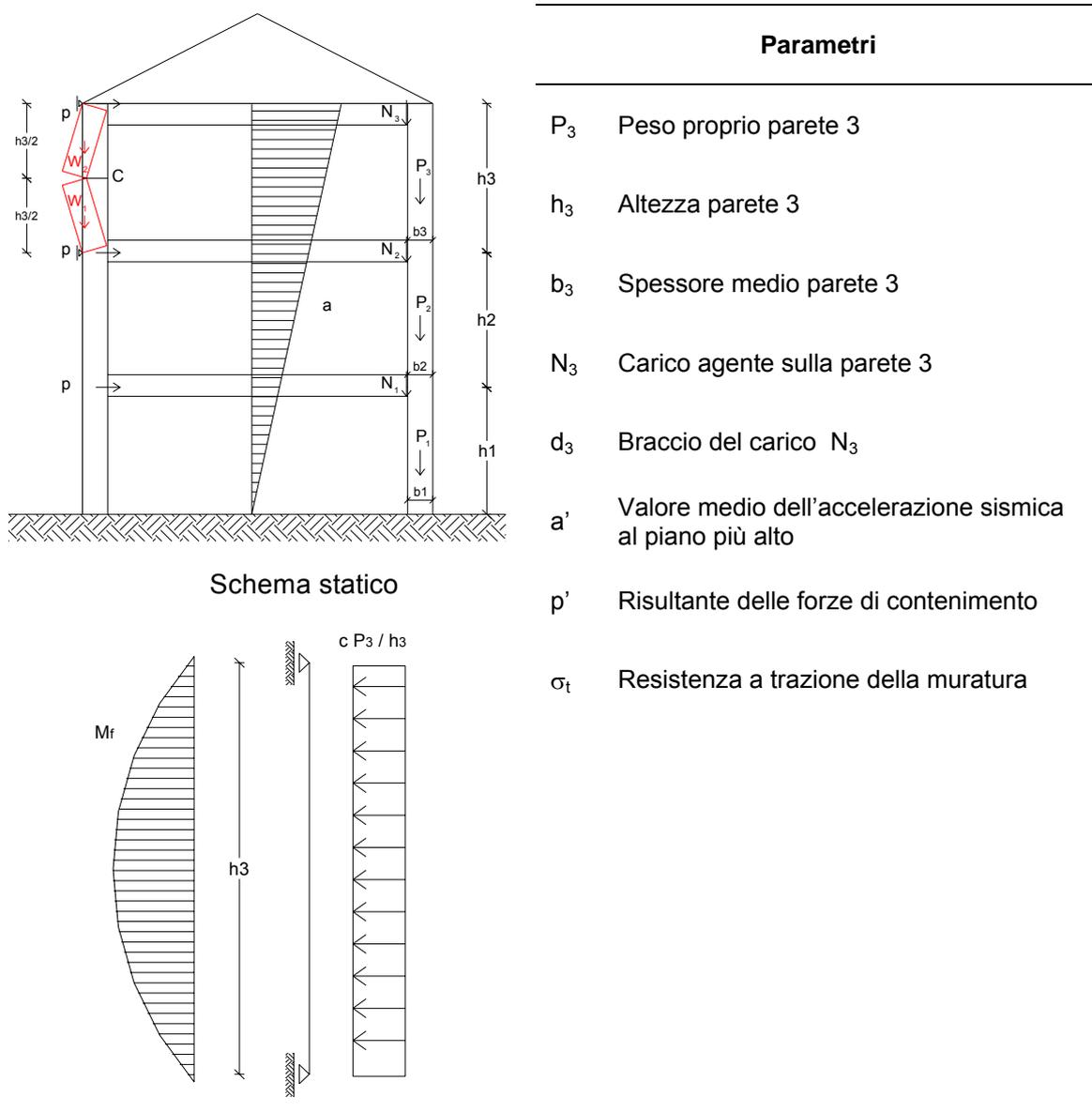


Figura 5.8 - Schema del meccanismo 1.12 e relativi parametri

La forza sismica agisce come un carico distribuito uniformemente sulla parete considerata di profondità unitaria (fascia di 1m) che aderisce ad uno schema statico di trave appoggiata dove i vincoli rappresentati dal carrellino esprimono proprio l'azione della forza di contenimento. Questa combinazione di carico produce un momento flessionale massimo negativo in mezzeria. Il valore limite che può assumere questo momento, per garantire l'integrità della parete, è rappresentato dal valore del momento stabilizzante che lo contrasta fornito dalla forza peso di metà parete e dalla resistenza a trazione, indotta dalla flessione, della sezione della parete.

L'espressione del coefficiente di attivazione c si ricava da (§ 3.3.2.2.2):

$$\sigma_t = -\frac{N}{A} + \frac{M}{W_{res}} = -\frac{W_{tot}}{b_3} + \frac{\frac{1}{8} \cdot \frac{W_{tot}}{g} \cdot a \cdot \frac{h_3^2}{h_3}}{b_3^2/6} \quad (5.35)$$

dove $W_{res} = \frac{J}{y} = \frac{l \cdot b_3^3 / 12}{b_3 / 2} = \frac{l \cdot b_3^2}{6} = \frac{1 \cdot b_3^2}{6} = \frac{b_3^2}{6}$ e quindi risulta:

$$c = \frac{4}{3} \frac{\sigma_t b_3^2}{W_{tot} h_3} + \frac{2}{3} \frac{b_3}{h_3} \quad (5.36)$$

con $W_{tot} = P_3 + N_3$ e $W_1 = W_2 = \frac{P_3}{2}$.

Con riferimento al § 5.2.1 si riportano le formule utilizzate dal programma per le verifiche. E' assunto come punto di controllo la cerniera C . Gli spostamenti virtuali orizzontali $\delta_{x,i}$ dei punti di applicazione degli i -esimi carichi sono:

$$\delta_C = \frac{h_3}{2} \theta = 1, \quad \delta_{W_1} = \frac{h_3}{4} \theta = \frac{1}{2}, \quad \delta_{W_2} = \Delta C - \frac{h_3}{4} \theta = \frac{1}{2}, \quad \delta_{N_3} = \delta_C - \frac{h_3}{2} \theta = 0.$$

La massa partecipante al cinematismo M^* è:

$$M^* = \frac{(W_1 \cdot \delta_{W_1} + W_2 \cdot \delta_{W_2})^2}{g \cdot (W_1 \cdot \delta_{W_1}^2 + W_2 \cdot \delta_{W_2}^2)} \quad (5.37)$$

I valori dei raggi R_i e degli angoli che formano con l'orizzontale sono (gli apici C indicano che il raggio e il relativo angolo fanno riferimento al punto C):

$$\begin{aligned} \beta_{W_1} &= \arctg\left(\frac{h_3/4}{b_3/2}\right) & \beta_C &= \arctg\left(\frac{h_3/2}{b_3}\right) \\ \beta_{W_2}^C &= \arctg\left(\frac{h_3/4}{b_3/2}\right) & \beta_{N_3}^C &= \arctg\left(\frac{h_3/2}{b_3 - d_3}\right) \\ R_{W_1} &= \sqrt{\left(\frac{h_3}{4}\right)^2 + \left(\frac{b_3}{2}\right)^2} & R_C &= \sqrt{\left(\frac{h_3}{2}\right)^2 + b_3^2} \\ R_{W_2}^C &= \sqrt{\left(\frac{h_3}{4}\right)^2 + \left(\frac{b_3}{2}\right)^2} & R_{N_3}^C &= \sqrt{\left(\frac{h_3}{2}\right)^2 + (b_3 - d_3)^2} \end{aligned}$$

L'espressione del momento stabilizzante in una generica configurazione ruotata di un angolo θ_k è:

$$\begin{aligned} M_S &= W_1 \cdot R_{W_1} \cdot \cos(\beta_{W_1} + \theta) + (W_2 + N_3) \cdot R_C \cdot \cos(\beta_C + \theta) + \\ &+ W_2 \cdot R_{W_2}^C \cdot \cos(\beta_{W_2}^C + \theta) \frac{R_C \cdot \sin(\beta_C + \theta)}{h_3/2 \cdot \cos \theta} + N_3 \cdot R_{N_3}^C \cdot \cos(\beta_{N_3}^C + \theta) \frac{R_C \cdot \sin(\beta_C + \theta)}{h_3/2 \cdot \cos \theta} \quad (5.38) \end{aligned}$$

Per l'altro meccanismo (1.14) che fa riferimento a questo modello le formule utilizzate sono del tutto analoghe a quelle riportate.

5.3.7 Rottura a flessione (trave incastrata)

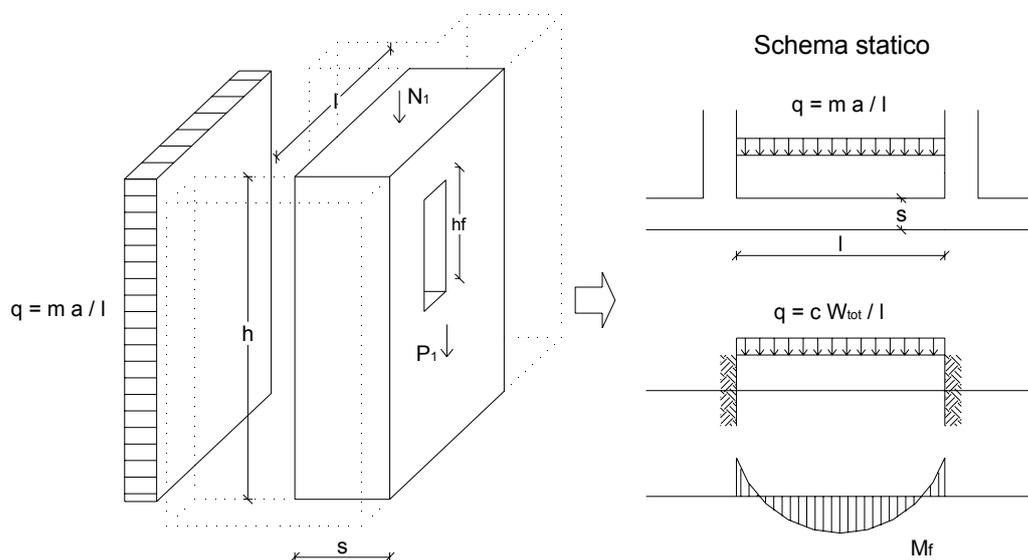


Figura 5.9 - Schema del meccanismo 2.1

Il meccanismo 2.1, considerato da Vulnus (Bernardini et al., 1988) per pareti all'ultimo piano, è stato illustrato nel § 3.3.2.3.1 (Figura 5.9). Il coefficiente di attivazione del meccanismo si ricava da:

$$\sigma_t = \frac{M}{W_{res}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{12} \cdot \frac{W_{tot}}{g} \cdot a \cdot \frac{l^2}{h \cdot s^2} \rightarrow \text{fessurazione agli incastri} \\ \frac{1}{24} \cdot \frac{W_{tot}}{g} \cdot a \cdot \frac{l^2}{(h - h_f) \cdot s^2} \rightarrow \text{fessurazione in mezzeria} \end{array} \right. \quad (5.39)$$

con $W_{tot} = P_1 + N_1$. Poiché a favore di sicurezza Vulnus svolge il calcolo considerando in una sola formula il numeratore massimo e il denominatore minimo, si ottiene:

$$\sigma_t = \frac{M}{W_{res}} = \frac{\frac{1}{12} \cdot \frac{W_{tot}}{g} \cdot a \cdot \frac{l^2}{h \cdot s^2}}{(h - h_f) \cdot s^2} \quad (5.40)$$

e quindi:

$$c = 2 \cdot \sigma_t \cdot \frac{(h - h_f) \cdot s^2}{W_{tot} \cdot l} \quad (5.41)$$

5.3.8 Rottura a compressione dell'arco

Il meccanismo 2.2 (Figura 5.10), ripreso da Vulnus (Bernardini et al., 1988), è stato illustrato nel § 3.3.2.3.2: esso considera all'ultimo piano un arco resistente di spessore pari a $1/5$ dello spessore s del muro e freccia $f = 4/5 \cdot s'$. L'arco è caricato con un carico q uniformemente distribuito; la spinta dell'arco risulta pari a:

$$H = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot f} = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot (0.8 \cdot s)} = \frac{q \cdot l^2}{6.4 \cdot s} \quad (5.42)$$

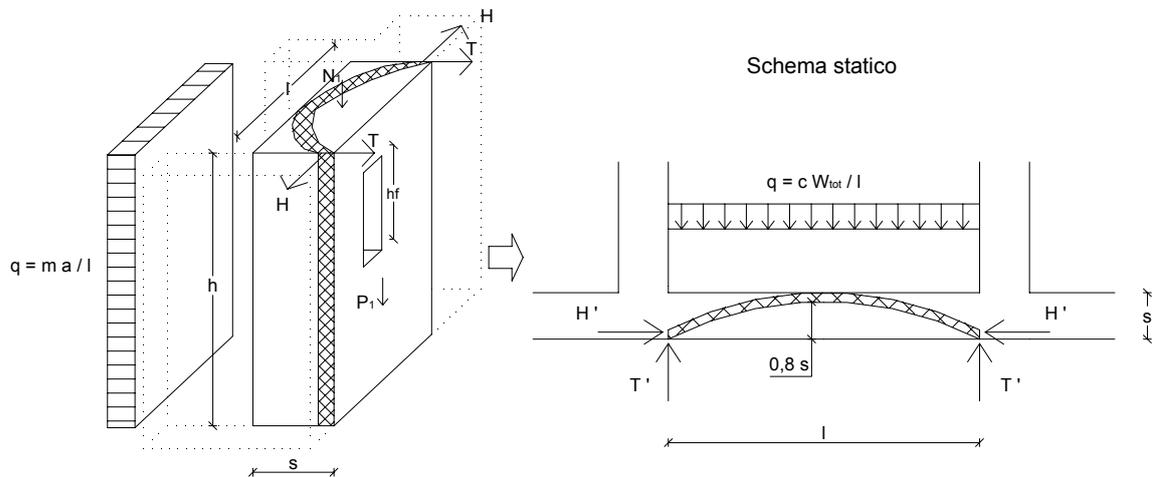


Figura 5.10 - Schema del meccanismo 2.2

Il coefficiente di attivazione del meccanismo si può ricavare dall'espressione:

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{1}{6.4 \cdot s} \cdot \frac{W_{tot} \cdot a \cdot l^2}{0.2 \cdot s \cdot (h - h_f) \cdot g} \quad (5.43)$$

e risulta:

$$c = 1.28 \cdot \sigma_c \frac{(h - h_f) \cdot s^2}{W_{tot} \cdot l} \quad (5.44)$$

con $W_{tot} = P_1 + N_1$.

5.3.9 Rottura per ribaltamento delle spalle dell'arco

Il meccanismo 2.3 (Figura 5.11), considerato da Vulnus (Bernardini et al., 1988), è implementato in c-Sisma per pareti che presentano al massimo due piani. Con riferimento a quanto indicato nel § 3.3.2.3.3, il momento ribaltante risulta da:

$$H = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot f} = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot (0.8 \cdot s)} = \frac{1}{8} \left(\frac{W_{tot} \cdot a}{g \cdot l} \right) \frac{l^2}{0.8 \cdot s} \Rightarrow M_R = \frac{a \cdot W_{tot} \cdot l}{g \cdot 6.4 \cdot s} \cdot \frac{2}{3} (h_1 + h_2)$$

con $s = \frac{s_1 + s_2}{2}$ e $W_{tot} = P \cdot l + N_1 + N_2$, essendo $P = \gamma \cdot s \cdot (h_1 + h_2)$.

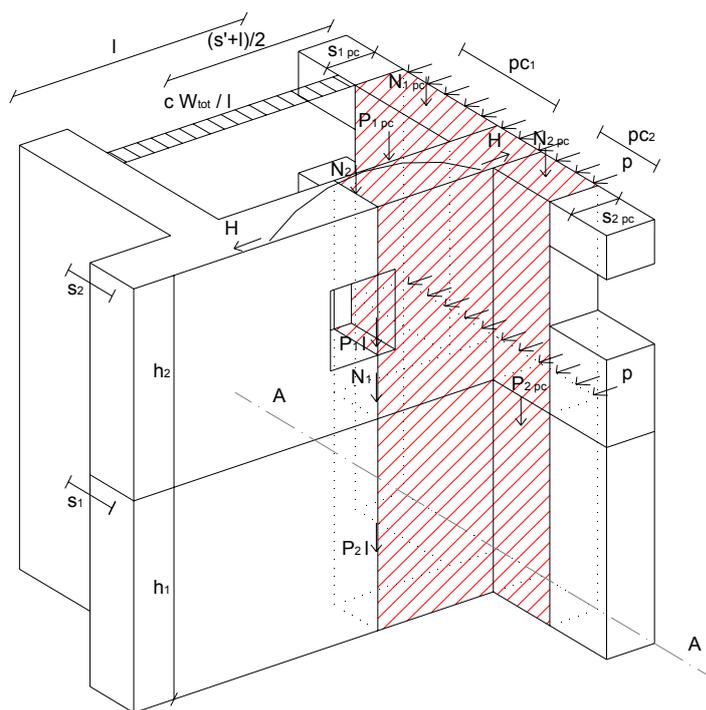


Figura 5.11 - Schema del meccanismo 2.3

I momenti stabilizzanti sono dati invece da:

$$M_{S_1} = (np)(pc_1 + pc_2) \cdot \frac{2}{3}(h_1 + h_2), \quad M_{S_2} = W_1 \frac{s_1^{pc}}{2}$$

$$M_{S_3} = W_2 \frac{s_2^{pc}}{2}, \quad M_{S_4} = \left(P \frac{s+l}{2} + \frac{N_1 + N_2}{2} \right) \frac{s+l}{4}.$$

Il coefficiente di attivazione del meccanismo risulta quindi pari a:

$$c = \frac{W_1 \frac{s_1^{pc}}{2} + W_2 \frac{s_2^{pc}}{2} + P \frac{(s+l)^2}{8} + \frac{(N_1 + N_2)(s+l)}{8} + (np)(pc_1 + pc_2) \cdot \frac{2}{3}(h_1 + h_2)}{\frac{W_{tot} \cdot l}{6.4 \cdot s} \cdot \frac{2}{3}(h_1 + h_2)} \quad (5.45)$$

con $n = 1$ se $h_2 = 0$ e $n = 2$ se $h_2 \neq 0$. Inoltre si ha $W_1 = P_1^{pc} + N_1^{pc}$ e $W_2 = P_2^{pc} + N_2^{pc}$, essendo $P_1^{pc} = \gamma \cdot pc_1 \cdot s_1^{pc} \cdot (h_1 + h_2)$ e $P_2^{pc} = \gamma \cdot pc_2 \cdot s_2^{pc} \cdot (h_1 + h_2)$.

5.3.10 Rottura per distacco dalla parete trasversale

Il meccanismo 2.6 (Figura 5.12), ripreso da Vulnus (Bernardini et al., 1988), è stato illustrato nel § 3.3.2.3.5: esso considera all'ultimo piano i due contributi resistenti e in stabilizzanti dati dalle seguenti due espressioni:

$$F_{res} = \sigma_t \cdot s \cdot (h - h_f) \quad \text{e} \quad F_{sisma} = \frac{a}{g} (W_1 + W_2)$$

dove $W_1 = P_1^{pc} + N_1^{pc}$ e $W_2 = P_2^{pc} + N_2^{pc}$, essendo $P_1^{pc} = \rho \cdot pc_1 \cdot s_1 \cdot h$ e $P_2^{pc} = \rho \cdot pc_2 \cdot s_2 \cdot h$.

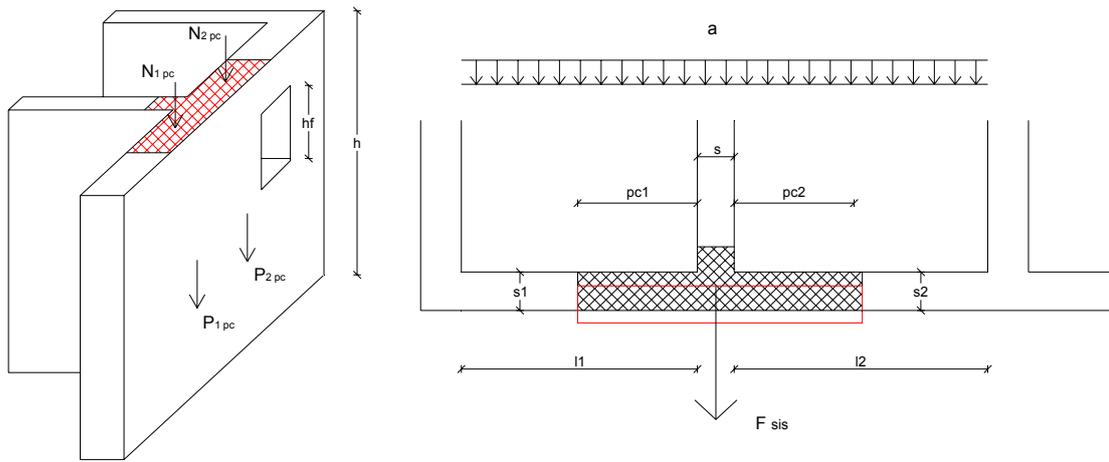


Figura 5.12 - Schema del meccanismo 2.6

Il coefficiente di attivazione del meccanismo risulta quindi:

$$c = \frac{\sigma_t \cdot s \cdot (h - h_f)}{W_1 + W_2} \quad (5.46)$$

5.4 Considerazioni sui risultati

La procedura automatica c-Sisma 3.0 permette il calcolo dei valori dei coefficienti di innescio per ciascun meccanismo locale cui può essere soggetto un edificio; inoltre consente di compiere le verifiche di sicurezza imposte per tali meccanismi elementari dalla vigente normativa. Come detto, data la complessità degli aggregati edilizi presenti nei centri storici considerati come casi di studio, le analisi e le verifiche locali risultano uno strumento indispensabile da affiancare ad uno studio globale, realizzato ad esempio con Vulnus, sia per ricavare una valutazione più precisa della resistenza fuori piano delle pareti sia, in generale, per ottenere un giudizio completo e attendibile di vulnerabilità oltre che di sicurezza.

Per realizzare un confronto maggiormente significativo con i risultati di Vulnus, sono state considerate le curve di capacità spettrali restituite da c-Sisma per i singoli meccanismi di tipo 1, definendo su di esse degli stati limite che individuano possibili livelli di danno (con riferimento ai quelli definiti dalla EMS98 - § 1.1.2). Le relazioni che definiscono tali stati limite sono espresse in termini di accelerazione per i livelli di danno minori e in termini di spostamento per quelli più gravi:

- danno D0 (Stato limite 1): $0 < S_a < 0.7 a_0^*$
- danno D1 (Stato limite 2): $0.7 a_0^* < S_a < a_0^*$
- danno D2 (Stato limite 3): $0 < S_d < 0.1 d_0^*$
- danno D3 (Stato limite 4): $0.1 d_0^* < S_d < 0.2 d_0^*$
- danno D4 (Stato limite 4): $0.2 d_0^* < S_d < 0.4 d_0^*$
- danno D5 (Stato limite 5): $S_d > 0.4 d_0^*$

dove con S_a si è indicata la domanda di accelerazione e con S_d la domanda di spostamento: tali valori sono stati determinati considerando come evento sismico di riferimento quello indicato dalla vigente normativa (NTC 2008) per $T_R = 475$ anni. Gli intervalli individuati, quindi, non sono fissati a priori, ma variano con le caratteristiche di capacità dell'edificio, indipendentemente dal grado di intensità del sisma: a_0^* e d_0^* sono stati definiti nel § 5.2.1.

Considerando per tutti i modelli studiati tali stati limite e i valori ottenuti per S_a e S_d , sono stati determinati istogrammi di danno che riportano le percentuali di edifici che subiscono un certo grado di danno al variare della tipologia di meccanismo. Tali rielaborazioni dei risultati di c-Sisma, riportate nel § 6.4, consentono un confronto maggiormente significativo con quelli ottenuti con altre metodologie.

6 VALUTAZIONI DI VULNERABILITÀ DEI CENTRI STORICI

6.1 Introduzione

In questo capitolo vengono illustrati i risultati delle applicazioni ai tre centri campione della metodologia di valutazione della vulnerabilità esaminata nel § 2: in particolare sono analizzati in dettaglio i risultati della procedura automatica Vulnus Vb 4.0 e sono realizzati confronti significativi con le analisi capacitive nel piano svolte nel § 4 e con i risultati ottenuti con la procedura automatica c-Sisma 3.0. Da ultimo sono svolte alcune considerazioni generali relative ai possibili risvolti normativi suggeriti dall'applicazione di tali procedure, in particolare nell'ambito delle analisi semplificate suggerite dalle LGBC 2007 per lo svolgimento di valutazioni di vulnerabilità sismica a scala territoriale.

Infine, l'esperienza svolta in Abruzzo a seguito del sisma del 6 Aprile 2009 ha confermato le ipotesi di base della metodologia e ha consentito di individuare diversi possibili campi per future applicazioni.

6.2 Applicazione della metodologia Vulnus

La procedura automatica Vulnus Vb 4.0 è stata applicata ai casi studio di Campi Alto di Norcia, Castelluccio di Norcia e Sulmona. In particolare sono stati considerati i moduli di analisi statistica, di analisi della vulnerabilità e della fragilità del gruppo e di confronto con la scala EMS98. Queste analisi sono state eseguite per ogni unità strutturale e per la totalità dei gruppi: a partire dai risultati raggiunti sulle singole unità, è stata proposta una classificazione di queste sulla base delle classi macrosismiche EMS98 e sono state confrontate le curve di probabilità cumulativa superiore, inferiore e bianca ottenute da Vulnus, con quelle risultanti dalle matrici di probabilità di danno Binomiali Medie Bianche relative alla EMS98. I risultati ottenuti sono riportati nei paragrafi seguenti, separatamente per i tre centri.

6.2.1 Campi Alto di Norcia

6.2.1.1 Analisi statistica

La metodologia Vulnus, calcolati gli indici $I1$ e $I2$, permette di svolgere un'analisi statistica dei due indici su tutto il campione di edifici. È inoltre possibile stabilire percentuali di prima stima approssimata della probabilità di "sopravvivenza" del campione di edifici a seconda del diverso valore di a/g ed una indicazione di rottura prevalente. In Tabella 6.1 sono riportati i risultati ottenuti con Vulnus riguardo alla resistenza nel piano e alla resistenza fuori piano di tutte le unità considerate, indicati dagli indici $I1$ e $I2$; sono inoltre presenti il rapporto tra i due valori, la densità specifica equivalente (così come definita da Vulnus – cfr. § 3.3.2), il volume e il peso.

Tabella 6.1 - Dati di base per l'analisi statistica

ISO	Edificio	I1	I2	I1/I2	Densità specifica equivalente (kg/m ³)	Volume (m ³)	Peso
Cuculo	U.S. 60 (1/50)	0,678	0,313	2,164	2373	1134	810
	U.S. 116 (2/50)	0,534	0,441	1,209	2366	395	305
	U.S. 117a (3/50)	0,744	0,389	1,911	2442	386	279
	U.S. 117b (4/50)	0,806	0,409	1,969	2567	451	252
	U.S. 117c (5/50)	0,810	0,251	3,222	2500	521	330
	U.S. 207 (6/50)	0,601	0,378	1,587	2608	532	405
	U.S. 208 (7/50)	0,928	0,494	1,876	2456	244	402
	U.S. 52 (8/50)	0,500	0,625	0,800	2442	896	1068
Aquila	U.S. 54 (9/50)	0,449	0,435	1,033	2204	249	564
	U.S. 197 (10/50)	1,345	0,478	2,815	2051	241	196
	U.S. 198 (11/50)	1,225	0,629	1,947	2094	286	203
	U.S. 199 (12/50)	0,708	0,615	1,150	2450	380	250
	U.S. 200 (13/50)	1,275	0,474	2,690	1925	278	235
	U.S. 202 (14/50)	0,572	0,376	1,519	2316	250	222
	U.S. 203 (15/50)	0,588	0,280	2,095	2470	304	229
Entedia	U.S. 107 (16/50)	1,352	0,406	3,329	2699	235	130
	U.S. 187 (17/50)	0,651	0,469	1,387	2372	308	305
	U.S. 188-189 (18/50)	0,436	0,480	0,909	2697	590	384
	U.S. 190 (19/50)	0,543	0,545	0,995	2995	755	518
	U.S. 191 (20/50)	0,433	0,387	1,117	2584	594	560
Graziosa	U.S. 105 (21/50)	0,648	0,158	4,091	2705	637	536
	U.S. 180 (22/50)	0,890	0,347	2,558	2592	285	177
	U.S. 181 (23/50)	0,717	0,321	2,234	2533	228	134
	U.S. 182 (24/50)	0,938	0,686	1,366	2617	109	82
	U.S. 183 (25/50)	0,918	0,488	1,880	2637	179	116
	U.S. CB (26/50)	0,517	0,243	2,127	2302	435	231
	U.S. 184 (27/50)	0,620	0,366	1,695	2415	282	222
	U.S. 185 (28/50)	0,675	0,488	1,381	2606	156	100
	U.S. CE (29/50)	0,692	0,244	2,826	2341	281	219
Donizetti	U.S. 103 (30/50)	0,567	0,489	1,157	2407	264	227
	U.S. 170 (31/50)	0,817	0,357	2,284	2202	264	313
	U.S. 171 (32/50)	0,617	0,289	2,131	2261	478	439
	U.S. 175-176 (33/50)	0,594	0,413	1,437	2493	697	615
	U.S. 178 (34/50)	0,599	0,251	2,382	2407	178	103
Rondine	U.S. 165 (35/50)	0,498	0,458	1,086	2526	339	327
	U.S. 168 (36/50)	0,512	0,496	1,032	2384	819	782

Ripa	U.S. 95-96 (37/50)	0,586	0,186	3,140	2467	725	438
	U.S. 160 (38/50)	0,736	0,478	1,538	2214	209	261
	U.S. 162 (39/50)	0,649	0,382	1,700	2270	60	104
	U.S. 163 (40/50)	0,611	0,231	2,645	2307	295	275
Orso	U.S. 151 (41/50)	0,907	0,306	2,964	2367	223	210
	U.S. 152 (42/50)	1,427	0,709	2,011	2327	111	122
	U.S. 155 (43/50)	0,675	0,295	2,289	2272	798	550
Caprio	U.S. 147 (44/50)	1,262	0,53	2,378	2389	165	136
Rupe	U.S. 85 (45/50)	0,955	0,484	1,971	2313	121	110
	U.S. 139 (46/50)	1,009	0,492	2,051	2387	218	218
	U.S. 143 (47/50)	1,643	0,482	3,409	2230	264	175
	U.S. 144 (48/50)	0,951	0,419	2,265	2493	312	218
	U.S. 145 (49/50)	1,079	0,651	1,657	2408	186	203
	U.S. 83 (50/50)	0,523	0,373	1,403	2683	568	512

Per rendere più agevole la lettura dei risultati ottenuti, in Figura 6.1 è stato costruito un istogramma con i valori degli indici $I1$ e $I2$. Si nota da tale grafico e dal rapporto tra i due termini che, per la quasi totalità degli edifici, l'indice $I1$ risulta maggiore dell'indice $I2$, in alcuni casi anche in modo considerevole; solo in tre casi i setti che costituiscono le unità sono caratterizzati da una resistenza flessionale superiore di quella a taglio.

La maggiore propensione ad un meccanismo di rottura fuori piano (valori più bassi dell'indice $I2$) è dovuta principalmente alla configurazione strutturale di questi edifici, che nella maggior parte dei casi presentano uno o al massimo due piani fuori terra, altezza inter piano modesta, forature limitate in numero e dimensioni e spessori murari che possono arrivare anche a 90 - 100 cm.

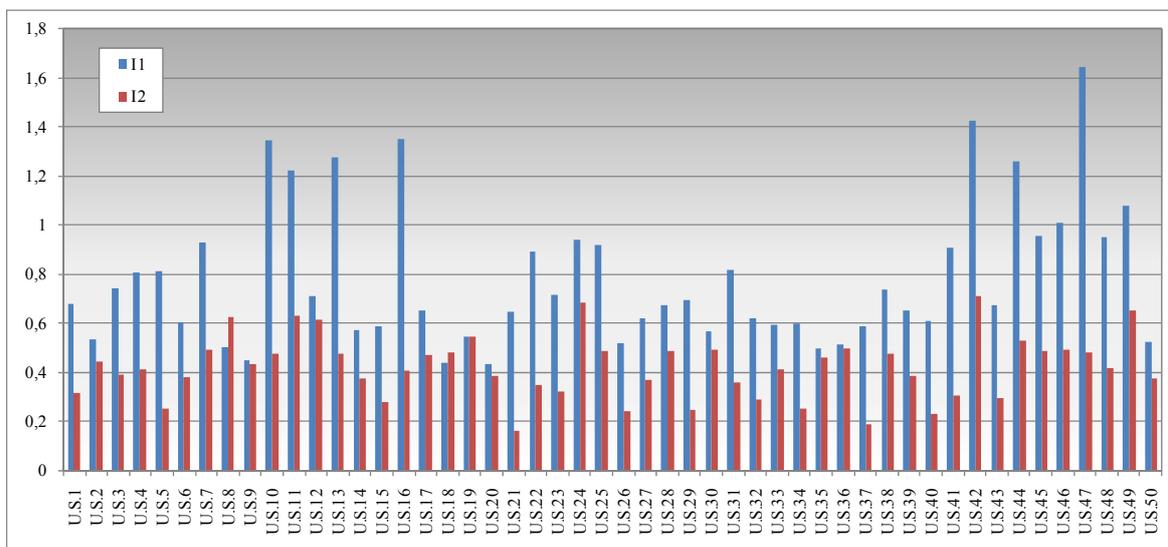


Figura 6.1 - Istogramma degli indici $I1$ e $I2$

Sia il minimo che il massimo dell'indice $I1$, pari a 0,433 e 1,644, sono pari a più del doppio dei corrispondenti valori per l'indice $I2$, che valgono 0,159 e 0,719, e lo stesso valore medio aumenta di quasi due volte, passando da 0,420 a 0,781. Questi dati confermano quanto già dedotto in precedenza; si osserva, cioè, che quasi tutti gli edifici studiati nel centro storico di Campi Alto presentano una maggiore resistenza a taglio che non a flessione e la loro vulnerabilità aumenta per meccanismi di rottura fuori piano.

Per quanto concerne l'indagine probabilistica operata da Vulnus relativamente alla percentuale di edifici i cui valori di $I1$ e/o $I2$ superano i valori prefissati del rapporto fra accelerazione media di risposta e accelerazione di gravità (§ 2.3.1), i risultati sono riportati in Tabella 6.2.

Tabella 6.2 - Analisi probabilistica

Probabilità di	Sopravvivenza $I1 > a/g ; I2 > a/g$	Crollo per $I1$ $I1 < a/g ; I2 > a/g$	Crollo per $I2$ $I1 > a/g ; I2 < a/g$	Crollo per $I1, I2$ $I1 < a/g ; I2 < a/g$
$a/g = 0,320$	76%	0%	24%	0%
$a/g = 0,191$	96%	0%	4%	0%
$a/g = 0,105$	100%	0%	0%	0%

Si può osservare che, nel caso da normativa ($a/g = 0,320$) si ha una probabilità di sopravvivenza del 76%. Il crollo avviene con maggiore probabilità per $I2$, ossia, come già rilevato, per meccanismi fuori piano piuttosto che per meccanismi nel piano. Se si considerano le accelerazioni sismiche corrispondenti ai terremoti di intensità 8 (come quello che si è manifestato nel 1703) e 9 (avvenuto nel 1730) si nota che la percentuale di sopravvivenza è del 100% e del 96% rispettivamente, e solo nel secondo caso si possono manifestare crolli per $I2$ (probabilità del 4%). Si nota che, per i tre valori di a/g , è sempre nulla la probabilità che si verifichino crolli per $I1$.

6.2.1.2 Calcolo di $I3$

Per calcolare l'indice $I3$ e svolgere l'analisi di vulnerabilità sono state compilate le schede G.N.D.T. di 2° livello ricavando i parametri attribuiti alle caratteristiche dei singoli corpi in cui sono stati suddivisi gli edifici allo studio (§ 3.4). In Tabella 6.3 vengono riportati i valori degli indici $I3$, $I\ GNDT$ e $I\ GNDT\ Norm$ calcolati da Vulnus a partire dagli undici parametri della scheda G.N.D.T. di 2° livello relativi alle varie unità analizzate.

Tabella 6.3 - Indici $I3$, $I\ GNDT$ e $I\ GNDT\ Norm$

Edificio	$I3$	$I\ GNDT$	$I\ GNDT\ Norm$
U.S.1	0,32	108,75	0,28
U.S.2	0,27	82,50	0,22
U.S.3	0,27	82,50	0,22

Edificio	$I3$	$I\ GNDT$	$I\ GNDT\ Norm$
U.S.26	0,34	108,75	0,28
U.S.27	0,29	93,75	0,25
U.S.28	0,29	82,50	0,22

U.S.4	0,32	90,00	0,24
U.S.5	0,27	75,00	0,20
U.S.6	0,32	112,50	0,29
U.S.7	0,32	93,75	0,25
U.S.8	0,32	138,75	0,36
U.S.9	0,27	123,75	0,32
U.S.10	0,31	116,25	0,30
U.S.11	0,32	105,00	0,27
U.S.12	0,32	127,50	0,33
U.S.13	0,32	120,00	0,31
U.S.14	0,27	112,50	0,29
U.S.15	0,11	63,75	0,17
U.S.16	0,11	48,75	0,13
U.S.17	0,27	78,75	0,21
U.S.18	0,27	120,00	0,31
U.S.19	0,27	123,75	0,32
U.S.20	0,27	123,75	0,32
U.S.21	0,32	112,50	0,29
U.S.22	0,29	67,50	0,18
U.S.23	0,29	86,25	0,23
U.S.24	0,29	67,50	0,18
U.S.25	0,34	78,75	0,21

U.S.29	0,29	71,25	0,19
U.S.30	0,32	78,75	0,21
U.S.31	0,32	78,75	0,21
U.S.32	0,32	86,25	0,23
U.S.33	0,27	86,25	0,23
U.S.34	0,32	86,25	0,23
U.S.35	0,27	112,50	0,29
U.S.36	0,32	138,75	0,36
U.S.37	0,27	86,25	0,23
U.S.38	0,43	116,25	0,30
U.S.39	0,32	108,75	0,28
U.S.40	0,27	116,25	0,30
U.S.41	0,27	78,75	0,21
U.S.42	0,38	108,75	0,28
U.S.43	0,32	108,75	0,28
U.S.44	0,32	90,00	0,24
U.S.45	0,43	138,75	0,36
U.S.46	0,32	86,25	0,23
U.S.47	0,27	75,00	0,20
U.S.48	0,32	90,00	0,24
U.S.49	0,27	90,00	0,24
U.S.50	0,27	123,75	0,32

6.2.1.3 Vulnerabilità dei singoli edifici

Noto l'indice I_3 , è stato possibile eseguire l'analisi di vulnerabilità dei singoli corpi in cui sono stati suddivisi gli aggregati, rispetto ai valori di a/g di riferimento. I valori numerici ottenuti, che indicano una misura della probabilità di superare un certo livello di danno, vengono associati ad un giudizio linguistico secondo 5 livelli: probabilità "0 - molto piccola", "1 - piccola", "2 - media", "3 - grande" o "4 - molto grande" (§ 3.5).

Per rendere più agevole la lettura dei risultati ottenuti, si è riportata nella Figura 6.2 una rappresentazione grafica schematica, costruita a partire dai giudizi sui singoli corpi in cui sono stati suddivisi gli isolati, relativi ai tre valori di sismicità proposti.

Si osserva che per un valore di $a/g = 0,320$ la vulnerabilità dei manufatti risulta, in generale, media; per due edifici si ha una vulnerabilità molto grande, mentre per quattro di questi il giudizio risulta essere piccolo e per altri quattro molto piccolo. In particolare, tra questi ultimi rientrano la U.S. 47, già individuata in precedenza perché caratterizzata dal valore massimo dell'indice I_1 , e la U.S. 42, che presenta il valore massimo di I_2 . Viceversa, una delle due unità avente giudizio molto grande corrisponde a quella cui è associato il valore minore dell'indice I_2 (cfr. Tabella 6.1). Per accelerazioni di riferimento inferiori i giudizi di vulnerabilità decrescono, attestandosi su un valore molto piccolo per tutte le unità e per un valore di $a/g = 0,105$.



Figura 6.2 - Giudizio di vulnerabilità fornito da Vulnus sui singoli edifici

6.2.1.4 Vulnerabilità di gruppo

La procedura Vulnus permette di calcolare la vulnerabilità di un gruppo di edifici V_g in funzione di a/g . La vulnerabilità del gruppo viene espressa da una funzione di appartenenza V_g , valutata per valori discreti su una scala che va da 0 a 100, con passo 10%: si ottiene quindi la probabilità che il gruppo ha di appartenere a un certo valore della scala di vulnerabilità. L'analisi può essere fatta rispetto agli edifici o rispetto ai volumi, nel caso in cui questi siano molto diversi tra loro. In quest'ultima circostanza le frequenze degli istogrammi di I_1 , I_2 e I_3 sono misurate mediante la somma dei volumi anziché mediante il numero degli edifici; pertanto V_g sarà espresso dalla media pesata dei valori di vulnerabilità V_u per i singoli edifici, con pesi corrispondenti ai loro volumi (§ 3.5).

Si riporta in Tabella 6.4 e in Tabella 6.5 la classe di vulnerabilità complessiva del gruppo di edifici, in riferimento rispettivamente agli edifici e ai volumi, per diversi valori di a/g di riferimento. Osservando le tabelle si nota che i giudizi di vulnerabilità di gruppo risultano uguali, essendo questa molto piccola per valori di $a/g = 0,105$ e $a/g = 0,191$ con riferimento sia agli edifici che ai volumi. Per quanto concerne il valore di accelerazione calcolato da normativa, il giudizio risulta essere medio in entrambi i casi.

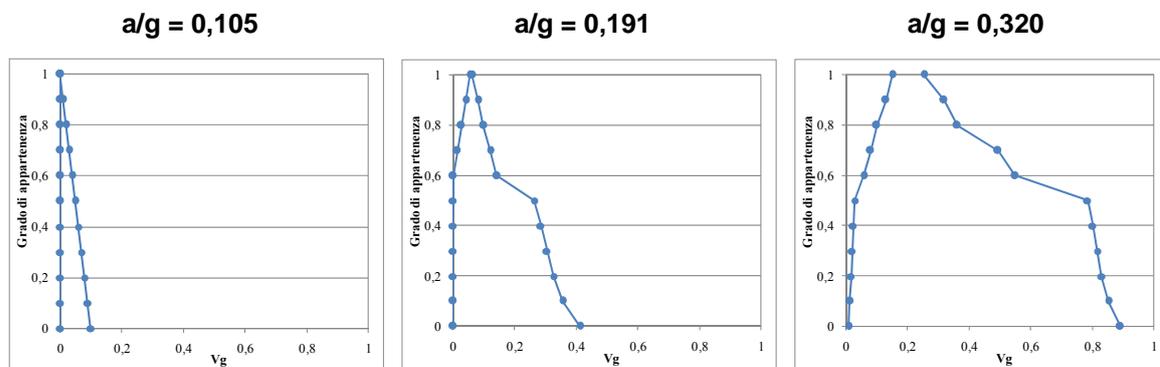
Tabella 6.4 - Vulnerabilità di gruppo riferita agli edifici

Grado appartenenza alla vulnerabilità riferita agli edifici												
a/g	V _g											Classe
	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	
0,105	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	Molto Piccola
0,191	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	Molto Piccola
0,320	0,6	1	1	1	1	0,1	0	0	0	0	0	Media

Tabella 6.5 - Vulnerabilità di gruppo riferita ai volumi

Grado appartenenza alla vulnerabilità riferita ai volumi												
a/g	Vg											Classe
	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	
0,105	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	Molto Piccola
0,191	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	Molto Piccola
0,320	0,6	1	1	1	1	0,1	0	0	0	0	0	Media

I risultati numerici ottenuti possono essere riportati graficamente mediante una curva che rappresenta la misura sfuocata della vulnerabilità media Vg (ottenuta operando per α -cuts della misura sfuocata stessa), attraverso la quale è possibile ricavare l'intervallo di valori più attendibili della frequenza relativa di danno grave ($>D2$): le curve che si ottengono sono in Figura 6.3.

Figura 6.3 - Misura sfocata della vulnerabilità media ottenuta operando per α -cuts

La Figura 6.4 esplicita, per il valore di riferimento di a/g dato dalla normativa, il significato probabilistico della misura sfuocata di vulnerabilità media per il campione di edifici rappresentata in Figura 6.3: il grafico riporta le distribuzioni cumulative $F[Vg]$ inferiori e superiori e la distribuzione centrale significativa, che assume che tutti i valori all'interno dell'intervallo individuato dall' α -cut siano equiprobabili (densità di probabilità uniforme sull'intervallo stesso). Le due distribuzioni $F[Vg]_{Upp}$ e $F[Vg]_{Low}$, sono ricavate considerando per i vari α -cut del fuzzy set Vg la distribuzione "Upp" e cioè la stima che assume con certezza il valore massimo dell'intervallo individuato dall' α -cut, oppure rispettivamente la distribuzione "Low" e cioè la stima che assume con certezza il valore minimo dell'intervallo individuato dall' α -cut.

Alle tre distribuzioni saranno associati limiti inferiori e superiori per il valore di aspettazione: ad esempio, il valore di aspettazione corrispondente a $F[Vg]_{Upp}$ ($E[Vg]_{Up}$) rappresenterà il limite superiore per $a/g = 0.320$.

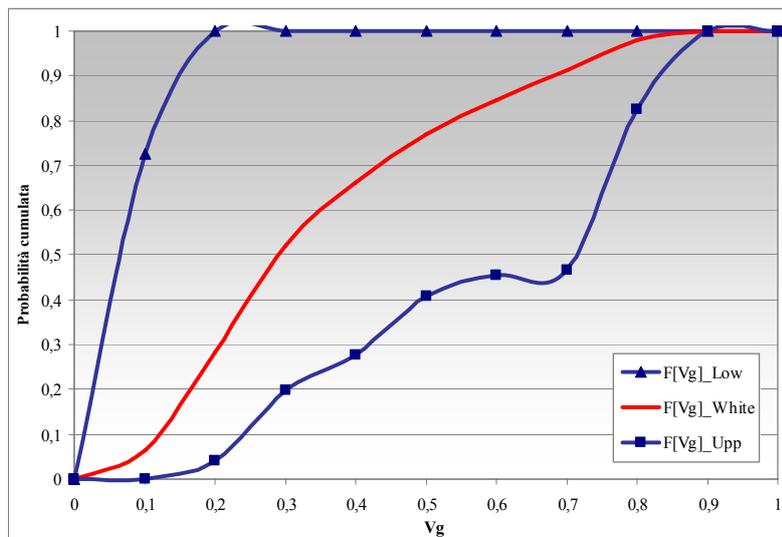


Figura 6.4 – Distribuzioni cumulative di probabilità per $a/g = 0,320$

6.2.1.5 Valori attesi di danno grave

La vulnerabilità del gruppo di edifici può essere calcolata tramite la procedura Vulnus anche in un secondo modo, che permette di determinare i valori attesi di danno grave $E[Vg]$ in funzione dei valori del rapporto PGA/g tra accelerazione di picco e accelerazione di gravità. Il programma fornisce dei diagrammi (curve di fragilità), composti da tre curve rappresentanti i limiti inferiore, superiore e i valori centrali, grazie ai quali è possibile stimare il valore atteso di frequenza di danno grave per ogni valore di PGA/g e l'incertezza relativa a tale valore: la zona compresa tra le curve dei limiti inferiore e superiore rappresenterà infatti l'intervallo dei più probabili valori di frequenza attesa di danno grave (§ 3.5).

In Figura 6.5 sono riportate le curve di fragilità che si ottengono considerando l'intera popolazione di unità allo studio: da questi grafici si ottengono poi indicazioni relative alla vulnerabilità complessiva, al variare dei tre valori di PGA/g considerati (Tabella 6.6).

In base ai risultati espressi in Tabella 6.6 si può notare che all'aumentare del rapporto PGA/g cresce il valore di aspettazione di danno $E[Vg]$ e cioè il numero di edifici che saranno soggetti a danno grave. Per una PGA/g pari a 0,320 si ha un valore di $E[Vg]$ superiore al 39%, con una forbice compresa tra il 10% e il 63%. Se si considera invece una accelerazione pari a 0,191, la frequenza centrale è pari al 15%, mentre i limiti risultano 3% e 22%. Per $PGA/g = 0,105$, infine, si ha $E[Vg] = 4%$ e limiti che vanno da 0 a 5%.

Questi dati confermano quanto affermato nella precedente analisi in cui era già stato individuato un giudizio di vulnerabilità molto piccolo per $a/g = 0,105$ e $a/g = 0,191$, che diventava medio per $a/g = 0,320$ (Valluzzi et al., 2009).

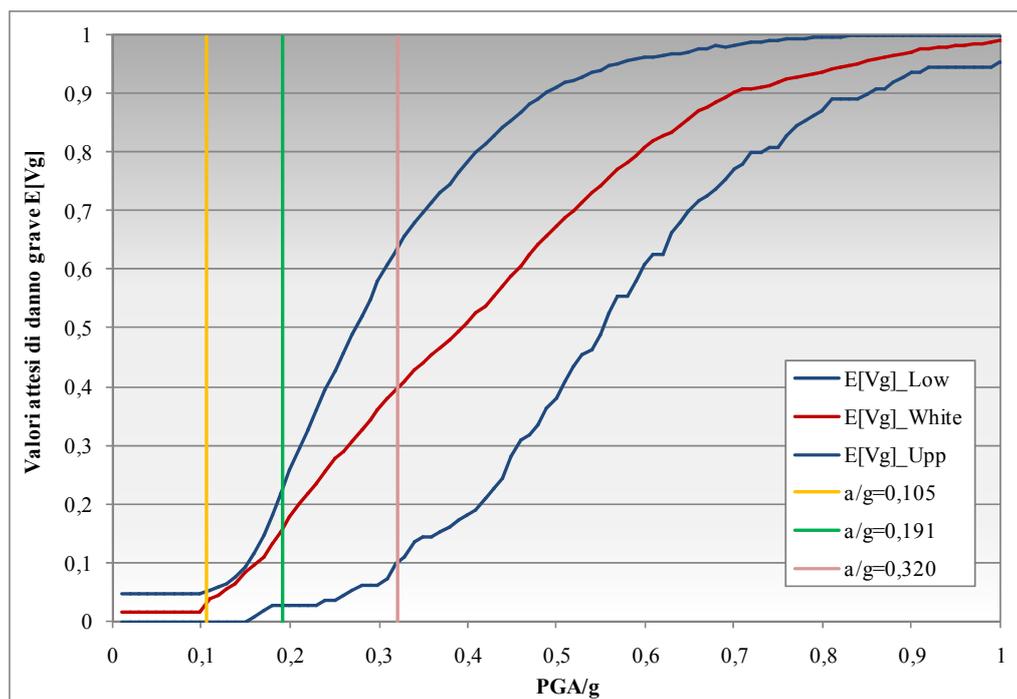


Figura 6.5 - Vulnerabilità di gruppo

Tabella 6.6 - Valori di aspettazione di danno per i diversi isolati e al variare di PGA/g

	PGA/g = 0,105	PGA/g = 0,191	PGA/g = 0,320
E[Vg] Low	0,000	0,027	0,099
E[Vg] White	0,038	0,154	0,395
E[Vg] Up	0,052	0,218	0,632

6.2.1.6 *Attribuzione delle classi di vulnerabilità macrosismica agli edifici analizzati*

Dopo aver preso in esame le curve di aspettazione di danno del gruppo complessivo delle 50 unità, si è proceduto alla suddivisione in classi macrosismiche degli edifici in base al giudizio di vulnerabilità ottenuto da Vulnus.

La classificazione di ogni edificio si basa su una procedura di “pattern recognition” tra la curva di fragilità ricavata da Vulnus e quella implicitamente definita nella EMS98. Tramite la procedura automatica Vulnus Vb 4.0 è infatti possibile confrontare i risultati elaborati per lo specifico caso allo studio con gli scenari basati sulle classi macrosismiche EMS98 (§ 3.5): a tale scopo Vulnus fornisce grafici preliminari in cui viene comparata la vulnerabilità cumulativa bianca ottenuta per la singola unità in esame con gli andamenti definiti dalla scala di intensità EMS98 per le classi macrosismiche EMS98 A, B e C, per matrici di probabilità di danno >D2 (moderato) e >D3 (grave). Osservando questi ultimi grafici, si può scegliere quale classe macrosismica adottare per le due matrici di probabilità del danno, in modo da rendere il confronto maggiormente significativo. Si ricorda inoltre che per

l'elaborazione delle curve di fragilità implicite nella scala EMS98 si è deciso di utilizzare matrici di probabilità di danno Binomiali Medie Bianche.

Nello specifico, sono state determinate le curve di fragilità relative ad ogni unità, individuando la classe di vulnerabilità specifica di ognuna, in funzione della matrice di probabilità di danno >D2 (§ 3.6), sulla base dei confronti con le curve date dalla scala di intensità EMS98.

I dati raccolti per tutte le unità strutturali e inerenti il solo danno di grado >D2 sono indicati in Tabella 6.7, in base alla quale si ottiene che, per la matrice di probabilità di danno >D2, la quasi totalità delle unità (49 su 50) si trova in classe di vulnerabilità C, mentre 1 solo edificio appartiene alla B (Munari et al., 2009b).

Tabella 6.7 - Classificazione unità strutturali

	Edificio	Classe EMS98		Edificio	Classe EMS98
1	Cuculo U.S.60	C	26	Graziosa U.S.CB	C
2	Cuculo U.S.116	C	27	Graziosa U.S.184	C
3	Cuculo U.S.117a	C	28	Graziosa U.S.185	C
4	Cuculo U.S.117b	C	29	Graziosa U.S.CE	C
5	Cuculo U.S.117c	C	30	Donizetti U.S.103	C
6	Cuculo U.S.207	C	31	Donizetti U.S.170	C
7	Cuculo U.S.208	C	32	Donizetti U.S.171	C
8	Cuculo U.S.52	C	33	Donizetti U.S.175-176	C
9	Aquila U.S.54	C	34	Donizetti U.S.178	C
10	Aquila U.S.197	C	35	Rondine U.S.165	C
11	Aquila U.S.198	C	36	Rondine U.S.168	C
12	Aquila U.S.199	C	37	Ripa U.S.95-96	C
13	Aquila U.S.200	C	38	Ripa U.S.160	C
14	Aquila U.S.202	C	39	Ripa U.S.162	C
15	Aquila U.S.203	C	40	Ripa U.S.163	C
16	Entedia U.S.107	C	41	Orso U.S.151	C
17	Entedia U.S.187	C	42	Orso U.S.152	C
18	Entedia U.S.188-189	C	43	Orso U.S.155	C
19	Entedia U.S.190	C	44	Caprio U.S.147	C
20	Entedia U.S.191	C	45	Rupe U.S.85	C
21	Graziosa U.S.105	B	46	Rupe U.S.139	C
22	Graziosa U.S.180	C	47	Rupe U.S.143	C
23	Graziosa U.S.181	C	48	Rupe U.S.144	C
24	Graziosa U.S.182	C	49	Rupe U.S.145	C
25	Graziosa U.S.183	C	50	Rupe U.S.83	C

6.2.1.7 Confronto delle curve di vulnerabilità ricavate mediante Vulnus con quelle ricavate dalla scala macrosismica EMS98

La metodologia Vulnus consente di elaborare curve attraverso cui è possibile ricavare la percentuale di edifici che subiscono un danno di una certa entità in funzione dell'intensità macrosismica del sisma. Il programma restituisce, infatti, dei grafici che presentano in ascissa l'intensità del fenomeno sismico e in ordinata la percentuale di edifici che subisce danni maggiori di un certo livello. È possibile scegliere la relazione da utilizzare per il legame PGA/g - Intensità macrosismica: in questo lavoro si è scelto quello secondo Petrini (§ 3.5).

Pertanto, stabilito che i valori maggiormente significativi sono quelli ottenuti considerando una probabilità di danno $>D2$, è possibile confrontare le curve di fragilità di Vulnus con quelle ricavate dalle DPM binomiali ottenute dalla scala EMS98. Si ricorda che le curve ricavate dai valori impliciti nelle definizioni della scala EMS98 rappresentano, in funzione dell'intensità macrosismica, i valori inferiore, superiore e centrale di aspettazione, ricavati dalle distribuzioni cumulative estratte dalla definizione della scala EMS98 a partire dai limiti binomiali per le distribuzioni "Upp", "Low" e "White" per $\alpha = 1$ (grado elevato di attendibilità), per la probabilità di danno $>D2$.

Una volta determinate, quindi, le classi di vulnerabilità per ogni singola unità strutturale, si è proceduto a individuare per i gruppi omogenei i grafici per il confronto; si sono considerate le classi B e C per una matrice di danno $>D2$. In Figura 6.6 sono riportate, per danno $>D2$, le curve di fragilità calcolate da Vulnus; i limiti inferiori, superiori e i valori centrali di tali curve sono affiancati agli analoghi valori impliciti nelle definizioni della scala EMS98, con le curve limite inferiore, superiore e bianca.

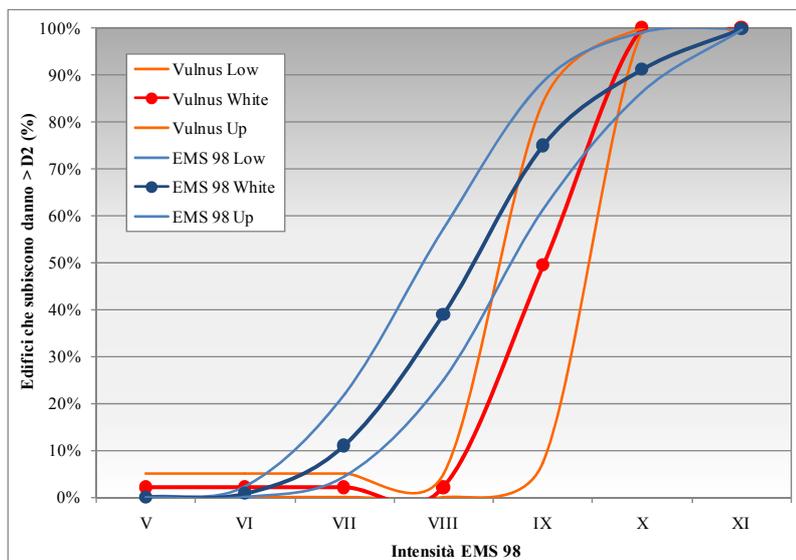
In base ai grafici riportati in Figura 6.6 si osserva come le previsioni fornite da Vulnus siano parzialmente diverse da quelle calcolate con la matrice Binomiale Media Bianca per le classi EMS98 B e C e per danno $>D2$. In particolare, la metodologia Vulnus opera una sistematica sottovalutazione del danno, sia per edifici in classe B che C, presentando dei valori in alcuni casi molto diversi con quelli forniti dalla scala EMS98.

Per quanto concerne la classe B, infatti, le elaborazioni date dal programma si discostano da quelle della scala macrosismica quasi del 40% per $I = 8$ (probabilità di danno quasi dello 0%), valore che si riduce al 25% per $I = 9$ (probabilità del 50%) e al 10% per $I = 10$; da notare che nei primi due casi (intensità pari a 8 e 9) si ha una sottostima del danno, mentre nel terzo Vulnus ne effettua una sovrastima. Queste osservazioni portano a concludere che la transizione delle curve elaborate dal programma è più rapida, al crescere dell'intensità, rispetto alle curve date dalla scala EMS98.

Le curve di fragilità delle unità appartenenti alla classe C riprendono quanto detto per il caso precedente, con la sola differenza che la probabilità di danno calcolata da Vulnus è sempre inferiore rispetto a quella data dalla scala di intensità macrosismica, in alcuni casi anche in modo considerevole (intensità 9 e 10).

a)

Classe EMS98 B
 Probabilità di danno >D2
 Campione di 1 edificio



b)

Classe EMS98 C
 Probabilità di danno >D2
 Campione di 49 edifici

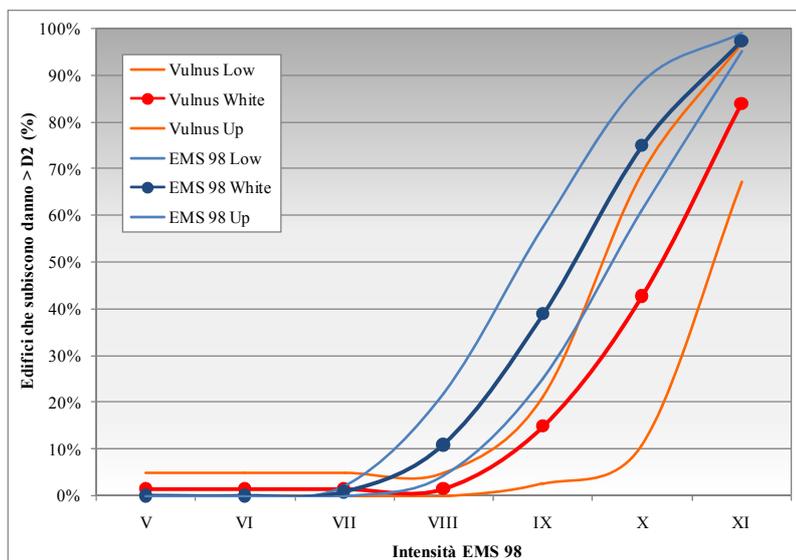


Figura 6.6 - Confronto tra le curve di fragilità e i valori della scala EMS98

Infine, analizzando la percentuale di edifici che subisce danno >D2 nel caso dei due terremoti storici considerati (intensità pari a 8 e 9), si ottiene che, per il primo valore di intensità, subiscono danno il 2% delle unità di classe B e l'1,5% di quelle di classe C, mentre per $I = 9$ questi valori aumentano a 49% per unità di classe B e 15% per quelle di classe C (Munari et al., 2009a).

6.2.1.8 Analisi di scenario

I valori forniti da Vulnus possono essere utilizzati anche per elaborare degli scenari di danno, in cui è possibile individuare il numero di edifici danneggiati tra quelli presi in esame, in funzione della classe di vulnerabilità macrosismica. Per svolgere quest'analisi è stata

considerata la probabilità di danno >D2, perché, come già indicato, è quella che fornisce i risultati più attendibili (§ 3.6).

A partire dalle probabilità di danno individuate in Figura 6.6 e relativamente ai due terremoti storici (di intensità 8 e 9) si ricavano le unità che subiscono danno >D2 tra tutte quelle considerate. In Tabella 6.8 sono riportate due colonne (una per ogni intensità) in ciascuna delle quali si ha il numero di edifici suddiviso nelle due classi di vulnerabilità B e C. Sono poi inseriti i valori percentuali di probabilità di danno, individuati in base ai grafici della Figura 6.6; quello che si ottiene è il numero di edifici danneggiati, sia in base alle elaborazioni ottenute da Vulnus che da quelle della scala di intensità macrosismica EMS98. I grafici relativi a questi risultati sono riportati in Figura 6.7.

Tabella 6.8 - Scenari di danno per i terremoti storici

Classi	I = 8		I = 9	
	B	C	B	C
Edifici (n°)	1	49	1	49
Probabilità danno Vulnus (%)	2	1	49	15
Probabilità danno EMS98 (%)	39	11	75	39
Edifici danneggiati Vulnus (n°)	0	0	0	7
Edifici danneggiati EMS98 (n°)	0	5	1	19

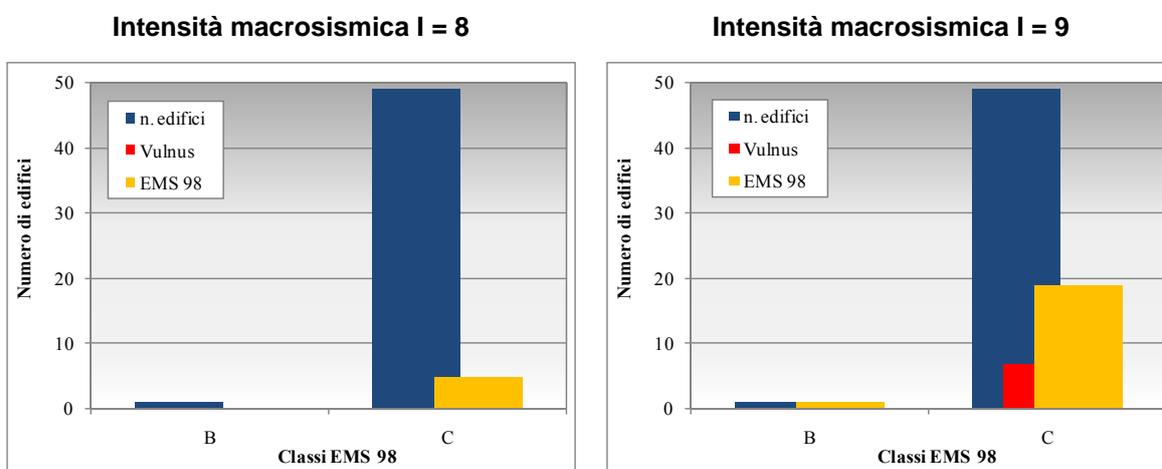


Figura 6.7 - Scenari di danno per i terremoti storici

È possibile osservare, inoltre, che il numero di edifici danneggiati aumenta con il crescere dell'intensità del sisma. Inoltre, per entrambe le intensità macrosismiche, si nota che lo scenario prodotto con la distribuzione probabilistica data dalla scala EMS98 è più pessimistico rispetto a quello elaborato da Vulnus, riportando un numero maggiore di edifici danneggiati; per quanto riguarda la classe C, infatti, si hanno 5 unità contro 0 per $I = 8$, e 19 unità contro 7 per $I = 9$.

6.2.2 Castelluccio di Norcia

6.2.2.1 Analisi statistica

In Tabella 6.9 sono riportati i risultati ottenuti con Vulnus riguardo alla resistenza nel piano e alla resistenza fuori piano di tutte le unità considerate, indicati dagli indici $I1$ e $I2$; sono inoltre presenti il rapporto tra i due valori, la densità specifica equivalente (così come definita da Vulnus), il volume e il peso.

Per motivi che dipendono dal software (non è possibile inserire dati di archiviazione di un numero superiore a 50 edifici) il campione di unità analizzate a Castelluccio è stato suddiviso in due gruppi; il primo è costituito da 22 edifici e comprende gli isolati 1, 10, 17, 19 e 20, mentre il secondo si compone di 44 unità che formano i restanti aggregati 5, 11, 13, 21 e 39. Tali raggruppamenti saranno mantenuti nel corso di tutto il lavoro di analisi di vulnerabilità.

Tabella 6.9 - Dati di base per l'analisi statistica

ISO	Edificio	I1	I2	I1/I2	Densità specifica Equivalente (kg/m ³)	Volume (m ³)	Peso
1	U.S. 120 (1/66)	1,473	0,641	2,298	1986	754	495
	U.S. 122 (2/66)	0,439	0,294	1,490	2304	580	604
	U.S. 123-124 (3/66)	0,445	0,398	1,117	2367	1015	903
	U.S. 125 (4/66)	0,384	0,355	1,082	2233	596	662
	U.S. 126-129 (5/66)	0,374	0,359	1,043	2340	1444	1273
	U.S. 130 (6/66)	0,383	0,339	1,129	2367	809	680
	U.S. 131 (7/66)	0,330	0,368	0,898	2261	480	554
10	U.S. 157 (8/66)	0,147	1,03	0,142	2321	719	912
	U.S. 158 (9/66)	0,185	0,766	0,241	2361	685	769
	U.S. 159 (10/66)	0,152	0,881	0,173	2249	660	940
	U.S. 160-161 (11/66)	0,195	0,495	0,393	2338	1305	1308
17	U.S. 147_1 (12/66)	0,389	0,490	0,793	2157	342	672
	U.S. 147_2 (13/66)	0,354	0,406	0,871	2309	304	382
	U.S. 149_1 (14/66)	0,276	0,280	0,986	2234	338	513
	U.S. 149_2 (15/66)	0,316	0,302	1,046	2238	415	677
19	U.S. 145 (16/66)	0,244	0,391	0,623	2216	352	551
	U.S. 140_1 (17/66)	0,291	0,374	0,776	2220	525	718
	U.S. 140_2 (18/66)	0,406	0,699	0,581	2169	70	102
	U.S. 143-144 (19/66)	0,318	0,363	0,877	2287	619	755
	U.S. 141 (20/66)	0,691	0,563	1,228	1646	156	228

VALUTAZIONI DI VULNERABILITÀ DEI CENTRI STORICI

20	U.S. 406	(21/66)	0,317	0,267	1,188	2266	407	532
	U.S. 407	(22/66)	0,398	0,473	0,842	2426	630	787
5	U.S. 199 A	(23/66)	0,212	0,220	0,964	2144	725	1069
	U.S. 203 B	(24/66)	0,355	0,336	1,056	2151	773	1539
	U.S. 202 C	(25/66)	0,245	0,377	0,649	2423	609	545
	U.S. 202 C1	(26/66)	0,504	0,291	1,731	2114	66	197
	U.S. 200 D	(27/66)	0,416	0,756	0,551	2347	100	142
	U.S. 200 E	(28/66)	0,431	0,890	0,484	2218	729	981
	U.S. 197 F	(29/66)	0,31	0,214	1,449	2352	722	805
	U.S. 201 G	(30/66)	0,698	0,327	2,133	1628	231	243
11	U.S. 104_1	(31/66)	0,442	0,420	1,051	2276	90	125
	U.S. 104_2	(32/66)	0,186	0,416	0,446	2397	458	563
	U.S. 105	(33/66)	0,22	0,345	0,639	2330	425	632
	U.S. 91_1	(34/66)	0,166	0,366	0,454	2388	694	923
11	U.S. 91_2	(35/66)	0,295	0,517	0,572	2164	165	417
	U.S. 106_1	(36/66)	0,651	0,395	1,648	2496	147	139
	U.S. 106_2	(37/66)	0,210	0,466	0,452	2725	761	668
	U.S. 106_3	(38/66)	0,229	0,425	0,540	2580	271	310
	U.S. 106_4	(39/66)	0,242	0,415	0,584	2251	146	253
	U.S. 107	(40/66)	0,423	0,421	1,006	2097	174	542
13	U.S. 409	(41/66)	0,263	0,404	0,652	2308	506	658
	U.S. 132_1	(42/66)	0,239	0,222	1,076	2288	489	586
	U.S. 132_2	(43/66)	0,219	1,461	0,149	2070	134	684
	U.S. 133	(44/66)	0,243	0,317	0,765	2220	755	1020
	U.S. 134_1	(45/66)	0,261	0,657	0,397	2361	675	647
	U.S. 134_2	(46/66)	0,788	0,930	0,846	2382	99	134
	U.S. 135_1	(47/66)	0,489	1,000	0,489	2205	495	818
	U.S. 135_2	(48/66)	0,418	1,403	0,298	2120	338	1105
	U.S. 135_3	(49/66)	0,413	1,133	0,364	2103	344	754
	U.S. 136_1	(50/66)	0,311	0,812	0,383	2165	440	616
	U.S. 136_2	(51/66)	0,727	1,091	0,666	2073	107	406
	U.S. 138_1	(52/66)	0,227	0,629	0,360	2275	610	776
	U.S. 138_2	(53/66)	0,255	0,494	0,516	2320	834	878
	U.S. 138_3	(54/66)	0,262	0,849	0,309	2135	173	541
U.S. 137	(55/66)	0,336	0,321	1,047	2380	483	464	

	U.S. 139	(56/66)	0,465	0,250	1,857	2207	135	135
21	U.S. 142	(57/66)	0,290	0,251	1,154	2284	485	559
	U.S. 143	(58/66)	0,275	0,389	0,705	2446	306	340
	U.S. 108	(59/66)	0,314	0,387	0,813	2231	273	444
	U.S. 119	(60/66)	0,412	0,604	0,682	2352	383	462
	U.S. 118	(61/66)	0,372	1,066	0,349	2296	335	544
	U.S. 116	(62/66)	0,252	0,718	0,351	2505	544	575
	39	U.S. 68	(63/66)	0,320	0,379	0,843	2289	590
U.S. 223		(64/66)	0,260	0,155	1,673	2303	1063	1046
U.S. 222		(65/66)	0,178	0,148	1,201	2128	555	753
U.S. 224		(66/66)	0,203	0,332	0,613	2310	923	1170

Per rendere più agevole la lettura dei risultati ottenuti, in Figura 6.8 e in Figura 6.9 si sono costruiti due istogrammi (per i gruppi 1 e 2 rispettivamente) con i valori degli indici $I1$ e $I2$. Si nota da tali grafici e dal rapporto tra i due termini che, per 22 edifici su 66, l'indice $I1$ risulta maggiore dell'indice $I2$; per i restanti casi, al contrario, i setti che costituiscono le unità sono caratterizzati da una resistenza flessionale superiore di quella a taglio.

Ciò è dovuto alla presenza di presidi antisismici quali cordoli o catene metalliche, che contribuiscono alla riduzione della vulnerabilità della parete alla formazione di meccanismi di rottura fuori piano. In particolare i valori maggiori di $I2$ (ISO 10 U.S. 157, ISO 13 U.S. 135_1, 135_2, 135_3, 136_2, ISO 21 U.S. 118) si ottengono per unità che presentano ad ogni piano una corona di cordolo in calcestruzzo armato.

Il minimo dell'indice $I1$, pari a 0,147 per il gruppo 1 e 0,167 per il gruppo 2, si registra rispettivamente per le unità U.S. 8 e U.S. 34, edifici caratterizzati da una disposizione planimetrica stretta e allungata (nel primo caso) o comunque irregolare. Il valore di $I1$ più alto si ha per l'U.S. 1, regolare in pianta e in alzato e costituita da murature molto spesse e con forature di dimensioni ridotte, e l'U.S. 46; dato che in questo secondo caso l'indice $I1$ è circa la metà del precedente, si assume che il massimo per l'intera popolazione dei 66 edifici sia quello associato alla U.S. 1. Il valore minimo per l'indice $I2$ è pari a 0,149 ed è riferito alla U.S. 65, mentre il massimo si ha nell'edificio 43 ($I2_{max} = 1,462$), dalle dimensioni contenute e dalla posizione interna e non di estremità.

I valori medi di $I1$ si attestano attorno a 0,387 e 0,342 rispettivamente per il gruppo 1 e 2, mentre quelli dell'indice $I2$ sono leggermente superiori, e pari a 0,479 e 0,546. Come già detto, è possibile osservare che mediamente gli edifici studiati presentano una maggiore resistenza a flessione che non a taglio, comportamento che non corrisponde in generale a quello delle strutture storiche, per le quali al contrario le spesse murature in pietra garantiscono una minore vulnerabilità per cinematismi che si sviluppano nel piano, ma che in questo caso può essere giustificato dai numerosi interventi di consolidamento realizzati

(inserimento di cordoli e catene, sostituzione di solai in legno con quelli in laterocemento, ecc.).

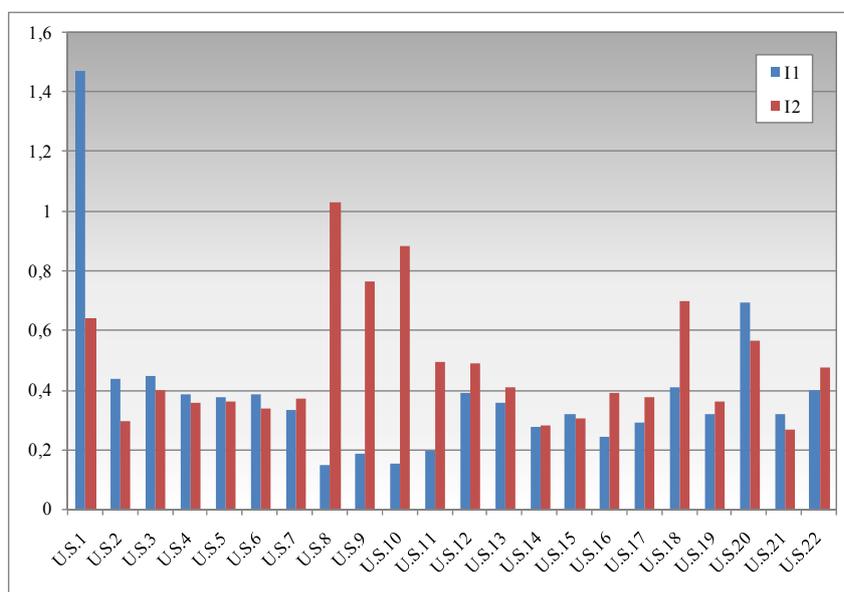


Figura 6.8 - Istogramma degli indici I1 e I2 (Gruppo 1)

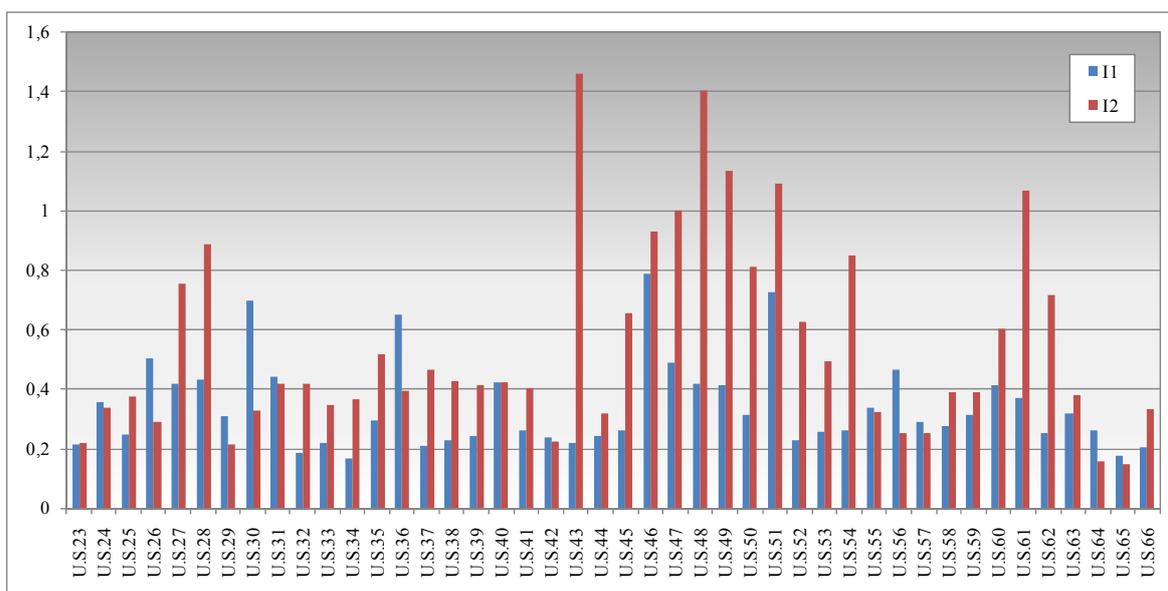


Figura 6.9 - Istogramma degli indici I1 e I2 (Gruppo 2)

Per quanto concerne l'indagine probabilistica operata da Vulnus relativamente alla percentuale di edifici i cui valori di $I1$ e/o $I2$ superano i valori prefissati del rapporto fra accelerazione media di risposta e accelerazione di gravità, i risultati sono riportati in Tabella 6.10 e in Tabella 6.11.

Si può osservare che, nel caso da normativa ($a/g = 0,317$) si ha una probabilità di sopravvivenza del 54,54% per il gruppo 1, valore che scende al 36,36% per il gruppo 2. Il crollo

avviene con maggiore probabilità per *I1*, ossia, come già rilevato, per meccanismi nel piano piuttosto che per rottura a flessione (meccanismi fuori piano).

Tabella 6.10 - Analisi probabilistica (Gruppo 1)

Probabilità di	Sopravvivenza I1>a/g ; I2>a/g	Crollo per I1 I1<a/g ; I2>a/g	Crollo per I2 I1>a/g ; I2<a/g	Crollo per I1, I2 I1<a/g ; I2<a/g
a/g = 0,317	54,54%	27,27%	9,09%	9,1%
a/g = 0,057	100%	0%	0%	0%

Tabella 6.11 - Analisi probabilistica (Gruppo 2)

Probabilità di	Sopravvivenza I1>a/g ; I2>a/g	Crollo per I1 I1<a/g ; I2>a/g	Crollo per I2 I1>a/g ; I2<a/g	Crollo per I1, I2 I1<a/g ; I2<a/g
a/g = 0,317	36,36%	45,45%	4,54%	13,64%
a/g = 0,057	100%	0%	0%	0%

Se si considera, invece, l'accelerazione sismica corrispondente ad un terremoto di intensità 7 (come quello che si è manifestato nel 1979) si nota che, per entrambi i gruppi, la percentuale di sopravvivenza è del 100% e non si manifestano crolli per *I1*, *I2* o l'insieme dei due indici.

6.2.2.2 Calcolo di I3

Anche in questo caso sono stati ricavati dalla compilazione delle schede G.N.D.T. di 2° livello i parametri attribuiti alle caratteristiche dei singoli corpi in cui sono stati suddivisi gli edifici allo studio: tali dati sono stati inseriti in *Vulnus* allo scopo di calcolare l'indice *I3* e di svolgere l'analisi di vulnerabilità.

In Tabella 6.12 vengono riportati i valori degli indici *I3*, *I GNDT* e *I GNDT Norm* calcolati da *Vulnus* a partire dagli undici parametri della scheda G.N.D.T. di 2° livello relativi alle varie unità analizzate.

Tabella 6.12 - Indici I3, I GNDT e I GNDT Norm

Edificio	I3	I GNDT	I GNDT Norm
U.S.1	0,13	37,50	0,10
U.S.2	0,66	277,50	0,73
U.S.3	0,60	247,50	0,65
U.S.4	0,60	281,25	0,74
U.S.5	0,66	251,25	0,66
U.S.6	0,60	251,25	0,66
U.S.7	0,68	236,25	0,62
U.S.8	0,68	247,50	0,65
U.S.9	0,68	225,00	0,59
U.S.34	0,58	281,25	0,74
U.S.35	0,60	232,50	0,61
U.S.36	0,52	195,00	0,51
U.S.37	0,60	225,00	0,59
U.S.38	0,60	247,50	0,65
U.S.39	0,60	210,00	0,55
U.S.40	0,47	165,00	0,43
U.S.41	0,63	228,75	0,60
U.S.42	0,58	251,25	0,66

U.S.10	0,63	217,50	0,57
U.S.11	0,48	150,00	0,39
U.S.12	0,59	206,25	0,54
U.S.13	0,66	247,50	0,65
U.S.14	0,58	228,75	0,60
U.S.15	0,74	288,75	0,75
U.S.16	0,52	221,25	0,58
U.S.17	0,52	206,25	0,54
U.S.18	0,23	153,75	0,40
U.S.19	0,52	221,25	0,58
U.S.20	0,47	135,00	0,35
U.S.21	0,46	142,50	0,37
U.S.22	0,26	78,75	0,21
U.S.23	0,66	255,00	0,67
U.S.24	0,72	262,50	0,69
U.S.25	0,67	232,50	0,61
U.S.26	0,67	210,00	0,55
U.S.27	0,26	86,25	0,23
U.S.28	0,39	97,50	0,25
U.S.29	0,79	251,25	0,66
U.S.30	0,62	187,50	0,49
U.S.31	0,55	202,50	0,53
U.S.32	0,52	236,25	0,62
U.S.33	0,58	266,25	0,70

U.S.43	0,60	277,50	0,73
U.S.44	0,58	236,25	0,62
U.S.45	0,27	86,25	0,23
U.S.46	0,19	45,00	0,12
U.S.47	0,11	48,75	0,13
U.S.48	0,35	82,50	0,22
U.S.49	0,19	67,50	0,18
U.S.50	0,19	67,50	0,18
U.S.51	0,19	45,00	0,12
U.S.52	0,11	78,75	0,21
U.S.53	0,27	78,75	0,21
U.S.54	0,19	120,00	0,31
U.S.55	0,66	232,50	0,61
U.S.56	0,52	183,75	0,48
U.S.57	0,71	255,00	0,67
U.S.58	0,60	232,50	0,61
U.S.59	0,52	270,00	0,71
U.S.60	0,24	90,00	0,24
U.S.61	0,19	60,00	0,16
U.S.62	0,27	78,75	0,21
U.S.63	0,49	146,25	0,38
U.S.64	0,59	262,50	0,69
U.S.65	0,59	273,75	0,72
U.S.66	0,44	198,75	0,52

6.2.2.3 Vulnerabilità dei singoli edifici

Noto l'indice I_3 , è stato possibile eseguire l'analisi di vulnerabilità dei singoli corpi in cui sono stati suddivisi gli aggregati, rispetto ai valori di a/g di riferimento, ottenendo innanzitutto i giudizi linguistici di vulnerabilità.

Si osserva dalla Figura 6.10 che per un valore di $a/g = 0,317$ la vulnerabilità dei manufatti risulta, in generale, media; per quindici edifici si ha una vulnerabilità molto grande, mentre per tre di questi il giudizio risulta essere molto piccolo. In particolare, tra i quindici edifici rientrano la U.S. 8, già individuata in precedenza perché caratterizzata dal valore minimo dell'indice I_1 (per il gruppo 1), la U.S. 34, anch'essa avente I_1 minimo nel gruppo 2, e la U.S. 65, che presenta il valore minore di I_2 per il gruppo 2. Due dei tre edifici aventi giudizio di vulnerabilità molto piccolo, invece, sono la U.S. 1, della quale era stato individuato l'indice I_1 massimo del gruppo 1, e la U.S. 46, anch'essa avente indice I_1 massimo per il gruppo 2. Dalla Figura 6.10 si rileva inoltre che per $a/g = 0,057$ la totalità delle unità studiate presenta giudizio molto piccolo (Valluzzi et al., 2006).

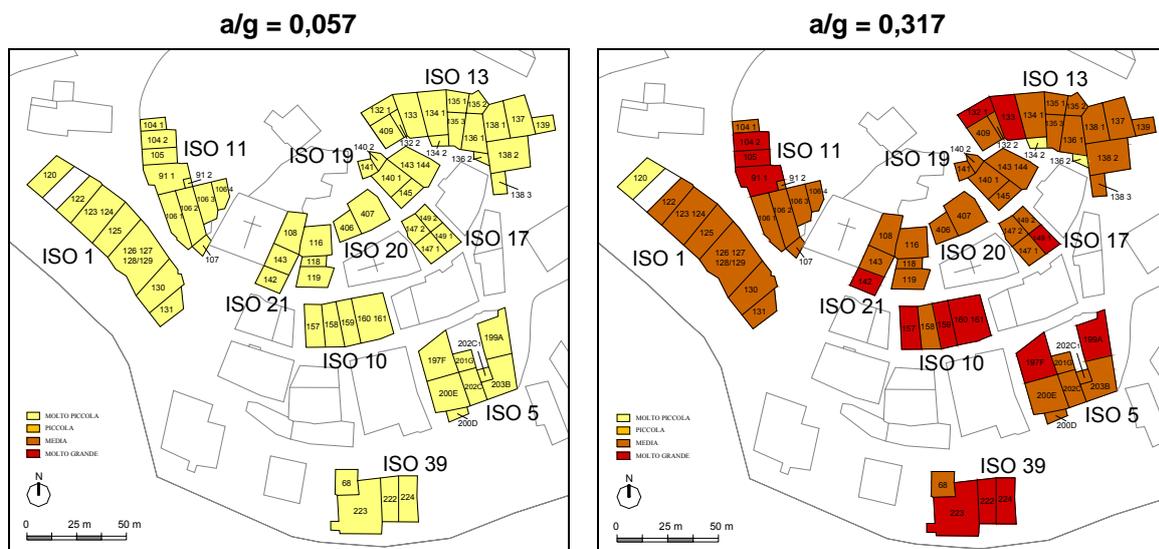


Figura 6.10 - Giudizio di vulnerabilità fornito da Vulnus sui singoli edifici

6.2.2.4 Vulnerabilità di gruppo

Dopo aver calcolato la vulnerabilità delle singole unità strutturali, vengono espressi dei giudizi che riguardano l'intera popolazione di edifici considerati.

Si riporta in Tabella 6.13 e Tabella 6.14 (per il gruppo 1) e in Tabella 6.15 e Tabella 6.16 (per il gruppo 2) la classe di vulnerabilità complessiva del gruppo di edifici, in riferimento agli edifici e ai volumi, per diversi valori di a/g di riferimento.

Osservando le tabelle, si nota che i giudizi di vulnerabilità risultano uguali sia considerando gli edifici che i volumi.

Tabella 6.13 - Vulnerabilità di gruppo riferita agli edifici (Gruppo 1)

Grado appartenenza alla vulnerabilità riferita agli edifici												
a/g	Vg											Classe
	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	
0,057	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	Molto Piccola
0,317	0	0	0	0,2	0,2	0,6	1	1	0,6	0	0	Media

Tabella 6.14 - Vulnerabilità di gruppo riferita ai volumi (Gruppo 1)

Grado appartenenza alla vulnerabilità riferita ai volumi												
a/g	Vg											Classe
	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	
0,057	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	Molto Piccola
0,317	0	0	0	0,2	0,2	0,6	1	1	0,6	0	0	Media

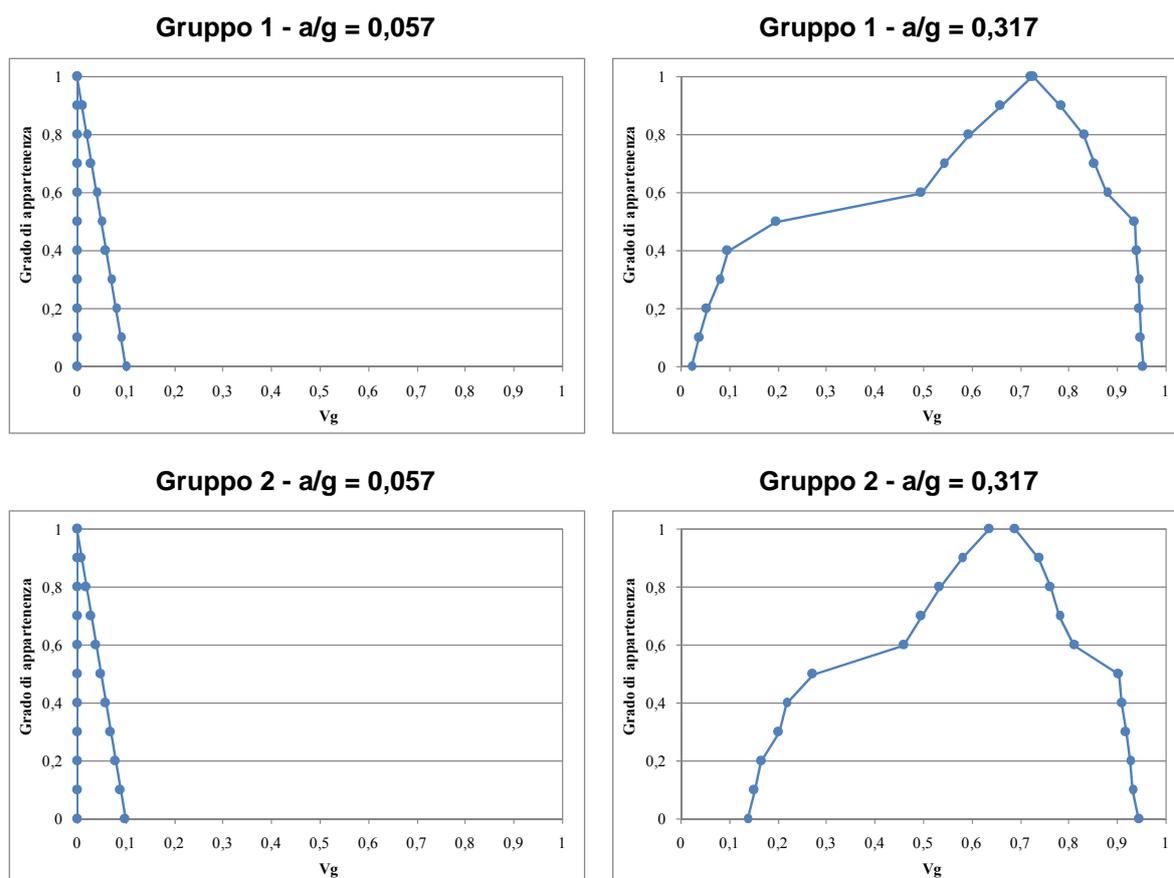
Tabella 6.15 - Vulnerabilità di gruppo riferita agli edifici (Gruppo 2)

Grado appartenenza alla vulnerabilità riferita agli edifici												
a/g	Vg											Classe
	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	
0,057	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	Molto Piccola
0,317	0	0	0	0	0,6	0,9	1	1	0,2	0	0	Media

Tabella 6.16 - Vulnerabilità di gruppo riferita ai volumi (Gruppo 2)

Grado appartenenza alla vulnerabilità riferita ai volumi												
a/g	Vg											Classe
	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	
0,057	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	Molto Piccola
0,317	0	0	0	0	0,6	0,9	1	1	0,2	0	0	Media

Le curve che rappresentano le misure sfuocate della vulnerabilità media V_g sono in Figura 6.11.

Figura 6.11 - Misura sfuocata della vulnerabilità media ottenuta operando per α -cuts

La Figura 6.12 esplicita, per il valore di riferimento di a/g dato dalla normativa, il significato probabilistico delle misure sfuocate di vulnerabilità media per i due gruppi campione

di edifici rappresentata in Figura 6.11: i grafici riportano le distribuzioni cumulate $F[Vg]$ inferiori e superiori e la distribuzione centrale significativa (*White*).

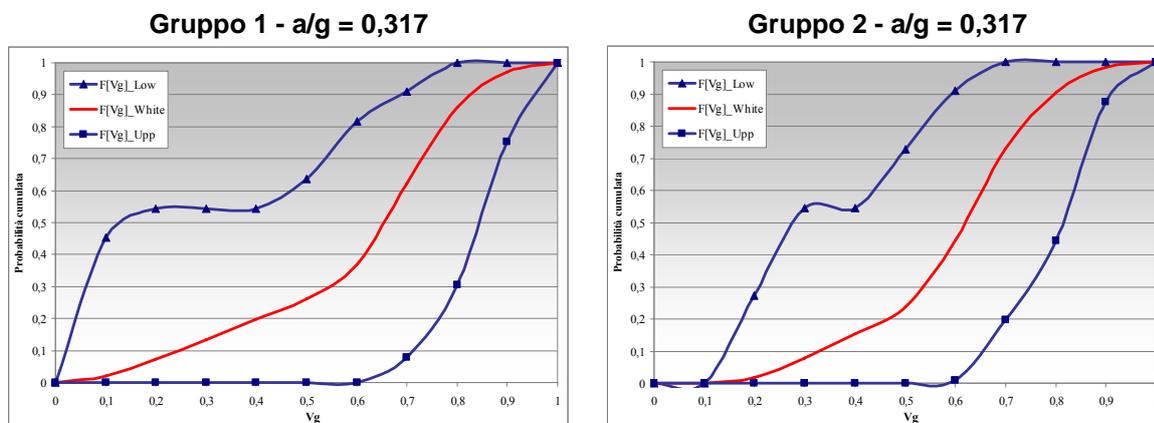


Figura 6.12 – Distribuzioni cumulative di probabilità

6.2.2.5 Valori attesi di danno grave

Anche nel caso del centro di Castelluccio di Norcia è stata determinata la vulnerabilità del gruppo di edifici attraverso l’elaborazione delle curve di fragilità. In Figura 6.13 sono infatti riportate le curve di fragilità che si ottengono considerando l’intera popolazione di unità allo studio, suddivisa nei due gruppi: da questi grafici si ottengono indicazioni relative alla vulnerabilità complessiva, al variare dei due valori di PGA/g considerati.

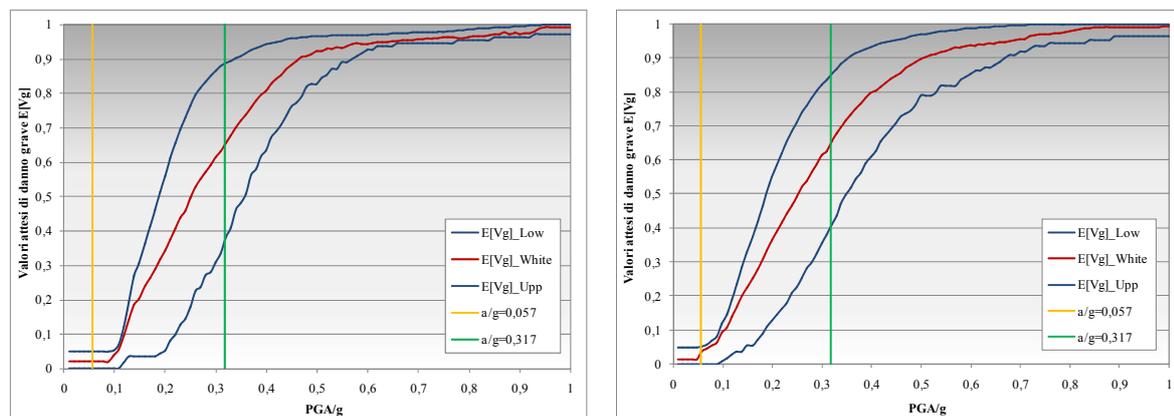


Figura 6.13 - Vulnerabilità di gruppo

Anche con questo metodo il risultato finale ha portato ad un giudizio di vulnerabilità medio per l’insieme di unità analizzate, con riferimento al valore di accelerazione sismica più alto ($a/g = 0,317$), mentre se si prende in esame il secondo valore di a/g il giudizio è molto piccolo.

In particolare, nella Tabella 6.17 vengono riportati i risultati di aspettazione $E[Vg]$ sia per i limiti inferiore e superiore che per il valore centrale, riferiti ai due valori di PGA/g e ai due

gruppi di edifici. Si osserva che all'aumentare del rapporto PGA/g cresce il valore di aspettazione di danno $E[Vg]$ e cioè il numero di edifici che saranno soggetti a danno grave. Per un valore di PGA/g pari a 0,317 si ha un valore di $E[Vg]$ superiore al 65% per entrambi i gruppi, con una forbice di valori compresa tra il 38% e il 89%. Se si considera invece l'accelerazione pari a 0,057, l'aspettazione di danno è trascurabile se non nulla, con valori di $E[Vg]$ *White* pari a 0,020 e 0,038 rispettivamente per il gruppo 1 e il gruppo 2. Si può constatare che per valori di accelerazione modesti, il range compreso tra il limite superiore e inferiore della curva di fragilità è molto ampio, e si riduce all'aumentare della PGA/g . Questi dati confermano quanto precedentemente affermato nella analisi della vulnerabilità di gruppo, in cui era già stato individuato un giudizio di vulnerabilità molto piccola per $a/g = 0,057$ e media per $a/g = 0,317$ (Valluzzi et al., 2007).

Tabella 6.17 - Valori di aspettazione di danno per i diversi isolati e al variare di PGA/g

	Gruppo 1		Gruppo 2	
	$PGA/g = 0,057$	$PGA/g = 0,317$	$PGA/g = 0,057$	$PGA/g = 0,317$
E[Vg] Low	0,000	0,381	0,000	0,409
E[Vg] White	0,020	0,655	0,038	0,656
E[Vg] Up	0,049	0,888	0,053	0,855

6.2.2.6 Attribuzione delle classi di vulnerabilità macrosismica agli edifici analizzati

Dopo aver preso in esame le curve di aspettazione di danno del gruppo complessivo delle 66 unità, si è proceduto alla suddivisione in classi macrosismiche degli edifici in base al giudizio di vulnerabilità ottenuto da Vulnus. Si ricorda che la classificazione di ogni edificio si basa su una procedura di "pattern recognition" tra la curva di fragilità ricavata da Vulnus e quella implicitamente definita nella EMS98 per le classi macrosismiche EMS98 A, B e C, per matrici di probabilità di danno $>D2$ (moderato). Anche in questo caso, per l'elaborazione delle curve di fragilità implicite nella scala EMS98 si è deciso di utilizzare matrici di probabilità di danno Binomiali Medie Bianche.

I dati raccolti per tutte le unità strutturali e inerenti il solo danno di grado $>D2$ sono indicati in Tabella 6.18.

Tabella 6.18 - Classificazione unità strutturali

Edificio	Classe EMS98
1 ISO 1 U.S.120	C
2 ISO 1 U.S.122	C
3 ISO 1 U.S.123-124	C
4 ISO 1 U.S.125	C
5 ISO 1 U.S.126-129	C

Edificio	Classe EMS98
34 ISO 11 U.S.91_1	B
35 ISO 11 U.S.91_2	C
36 ISO 11 U.S.106_1	C
37 ISO 11 U.S.106_2	B
38 ISO 11 U.S.106_3	B

6	ISO 1 U.S.130	C
7	ISO 1 U.S.131	C
8	ISO 10 U.S.157	B
9	ISO 10 U.S.158	C
10	ISO 10 U.S.159	B
11	ISO 10 U.S.160-161	B
12	ISO 17 U.S.147_1	C
13	ISO 17 U.S.147_2	C
14	ISO 17 U.S.149_1	B
15	ISO 17 U.S.149_2	C
16	ISO 19 U.S.145	C
17	ISO 19 U.S.140_1	C
18	ISO 19 U.S.140_2	C
19	ISO 19 U.S.143-144	C
20	ISO 19 U.S.141	C
21	ISO 20 U.S.406	B
22	ISO 20 U.S.407	C
23	ISO 5 U.S.199A	B
24	ISO 5 U.S.203B	C
25	ISO 5 U.S.202C	C
26	ISO 5 U.S.202C1	C
27	ISO 5 U.S.200D	C
28	ISO 5 U.S.200E	C
29	ISO 5 U.S.197F	B
30	ISO 5 U.S.201G	C
31	ISO 11 U.S.104_1	C
32	ISO 11 U.S.104_2	B
33	ISO 11 U.S.105	B

39	ISO 11 U.S.106_4	C
40	ISO 11 U.S.107	C
41	ISO 13 U.S.409	C
42	ISO 13 U.S.132_1	B
43	ISO 13 U.S.132_2	C
44	ISO 13 U.S.133	B
45	ISO 13 U.S.134_1	C
46	ISO 13 U.S.134_2	C
47	ISO 13 U.S.135_1	C
48	ISO 13 U.S.135_2	C
49	ISO 13 U.S.135_3	C
50	ISO 13 U.S.136_1	C
51	ISO 13 U.S.136_2	C
52	ISO 13 U.S.138_1	C
53	ISO 13 U.S.138_2	C
54	ISO 13 U.S.138_3	C
55	ISO 13 U.S.137	C
56	ISO 13 U.S.139	C
57	ISO 21 U.S.142	B
58	ISO 21 U.S.143	C
59	ISO 21 U.S.108	C
60	ISO 21 U.S.119	C
61	ISO 21 U.S.118	C
62	ISO 21 U.S.116	C
63	ISO 39 U.S.68	C
64	ISO 39 U.S.223	B
65	ISO 39 U.S.222	B
66	ISO 39 U.S.224	B

Si ottiene che, per la matrice di probabilità di danno >D2, nessun edificio si trova in classe di vulnerabilità A, 18 edifici ricadono in classe B, mentre 48 risiedono in classe C (Munari et al., 2009b)

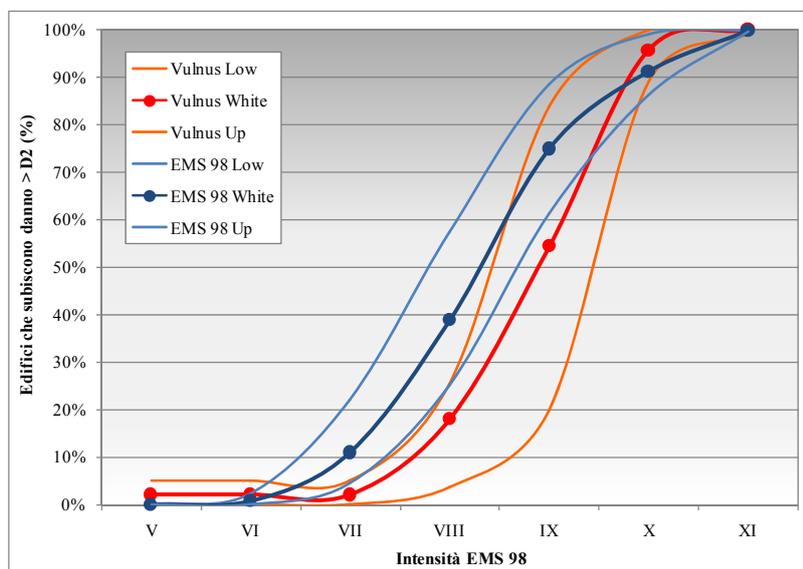
6.2.2.7 Confronto delle curve di vulnerabilità ricavate mediante *Vulnus* con quelle ricavate dalla scala macrosismica EMS98

Il passaggio conclusivo che rientra nell'analisi di vulnerabilità eseguita dalla metodologia *Vulnus* è quello che consente di elaborare curve attraverso cui è possibile ricavare la percentuale di edifici che subiscono un danno di una certa entità in funzione dell'intensità macrosismica del sisma. La relazione utilizzata per il legame PGA/g - intensità macrosismica è, come nel caso di Campi Alto, quella secondo Petrini.

In Figura 6.14 sono riportate, per le classi di vulnerabilità B e C e per danno >D2, le curve di fragilità calcolate da Vulnus: i limiti inferiori, superiori e i valori centrali di tali curve sono affiancati agli analoghi valori impliciti nelle definizioni della scala EMS98, con le curve limite inferiore, superiore e bianca.

a)

Classe EMS98 B
Probabilità di danno >D2
Campione di 18 edifici



b)

Classe EMS98 C
Probabilità di danno >D2
Campione di 48 edifici

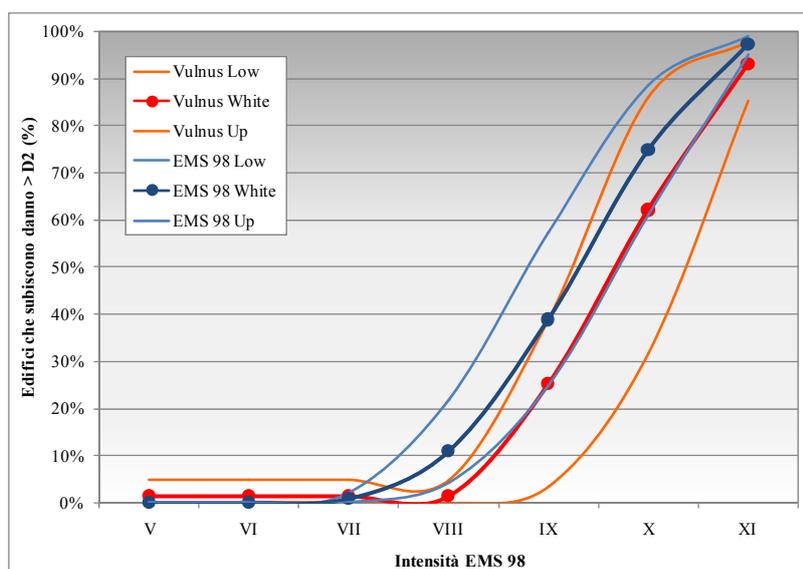


Figura 6.14 - Confronto tra le curve di fragilità e i valori della scala EMS98

Dalle figure si rileva come le previsioni fornite da Vulnus siano piuttosto diverse rispetto a quelle calcolate con la matrice Binomiale Media Bianca per le classi EMS98 B e C e per danno >D2, anche se compatibili. Per la classe B (Figura 6.14a) i valori centrali delle due curve non presentano mai sovrapposizione, ed è possibile notare, per un'intensità che varia da 9 a 11, una transizione più rapida da parte della curva di fragilità elaborata da Vulnus.

Se si considera la classe C (Figura 6.14b), le due curve presentano un andamento parallelo al crescere dell'intensità macrosismica.

È possibile affermare che il programma opera una sottovalutazione del danno per i gradi di intensità macrosismica più bassi, pari anche a venti punti percentuali (ad esempio per la classe B, intensità 8) mentre tende a sopravvalutarlo ai gradi più alti, come è facile notare in Figura 6.14a per $I = 10$. Infine, il confronto dei limiti superiori ed inferiori dei due gruppi di curve di fragilità evidenzia una prevedibile riduzione dell'incertezza quando si considerano campioni abbastanza omogenei per tipologia e materiali impiegati. È possibile analizzare la percentuale di edifici che può subire danno maggiore di D2 nel caso del terremoto storico considerato (avente intensità pari a 7). Per questo sisma, che secondo la scala EMS98 è classificato come dannoso, si avrà che circa il 2% degli edifici di classe B e circa l'1% di quelli in classe C subiranno danno maggiore di D2 (Munari et al., 2009a).

6.2.2.8 Analisi di scenario

Si è studiato il valore di intensità del terremoto storico più significativo, che si è manifestato nel 1979 (grado 7 della scala EMS98). A partire dai grafici ottenuti nelle Figura 6.14a e Figura 6.14b, è stata ricavata la percentuale di edifici che subisce danno in relazione alla intensità macrosismica considerata, e, riferendo tale valore al numero di edifici per ogni classe di vulnerabilità, è stato individuato il numero di unità che si danneggiano per ogni classe.

Di seguito è riportato in Tabella 6.19 il numero di edifici danneggiati per l'intensità $I = 7$, con il relativo grafico. L'analisi di scenario è poco indicativa, a causa del modesto valore di intensità sismica associato al terremoto, ma si può comunque notare che per un sisma di intensità macrosismica pari a 7, lo scenario prodotto con la distribuzione probabilistica data dalla scala EMS98 è più pessimistico rispetto a quello elaborato da Vulnus, riportando un numero maggiore di edifici danneggiati (2 contro 0, classe B).

Tabella 6.19 - Scenari di danno per il terremoto storico

Classi	Intensità macrosismica $I = VII$	
	B	C
Edifici (n°)	18	48
Probabilità danno Vulnus (%)	2	1
Probabilità danno EMS98 (%)	11	1
Edifici danneggiati Vulnus (n°)	0	0
Edifici danneggiati EMS98 (n°)	2	0

Classi EMS 98	n. edifici	Vulnus	EMS 98
B	18	0	2
C	48	0	0

6.2.3 Sulmona

6.2.3.1 Analisi statistica

In Tabella 6.20 sono riportati i risultati ottenuti con Vulnus riguardo alla resistenza nel piano e alla resistenza fuori piano di tutte le unità considerate, indicati dagli indici *I1* e *I2*; sono inoltre presenti il rapporto tra i due valori, la densità specifica equivalente (così come definita da Vulnus), il volume e il peso.

Tabella 6.20 - Dati di base per l'analisi statistica

ISO	Edificio	I1	I2	I1/I2	Densità specifica Equivalente (kg/m ³)	Volume (m ³)	Peso
27	U.S.1 (1/32)	0,215	0,234	0,917	3234	627	378
	U.S.2 (2/32)	0,252	0,283	0,889	2788	712	433
	U.S.3 (3/32)	0,361	0,213	1,691	2994	261	133
	U.S.4 (4/32)	0,182	0,288	0,634	2641	505	420
	U.S.5 (5/32)	0,254	0,216	1,173	2789	866	691
	U.S.6 (6/32)	0,391	0,372	1,05	2955	255	149
	U.S.7 (7/32)	0,273	0,194	1,406	2796	392	273
	U.S.8 (8/32)	0,22	0,179	1,228	2787	811	454
39	U.S.1 (9/32)	0,22	0,226	0,973	2470	1063	777
	U.S.2 (10/32)	0,179	0,196	0,914	2610	2091	1462
48	U.S.1 (11/32)	0,22	0,257	0,856	2356	1833	1903
	U.S.2 (12/32)	0,208	0,132	1,576	2374	1024	961
	U.S.3 (13/32)	0,264	0,297	0,89	2521	4572	3210
69	U.S.1 (14/32)	0,241	0,233	1,037	2633	3453	3220
	U.S.2 (15/32)	0,277	0,265	1,044	2736	1261	776
	U.S.3 (16/32)	0,137	0,246	0,559	2471	623	380
	U.S.4 (17/32)	0,33	0,342	0,965	2321	131	127
	U.S.5 (18/32)	0,241	0,201	1,203	2452	179	122
	U.S.6 (19/32)	0,223	0,189	1,177	2400	178	155
	U.S.7 (20/32)	0,242	0,229	1,057	2423	262	202
	U.S.8 (21/32)	0,164	0,181	0,907	2476	341	270
	U.S.9 (22/32)	0,308	0,547	0,563	2449	124	87
	U.S.10 (23/32)	0,276	0,225	1,228	2398	536	467
	U.S.11 (24/32)	0,375	0,145	2,587	2567	530	307
87	U.S.5 (25/32)	0,075	0,249	0,303	2250	550	766
	U.S.4 (26/32)	0,188	0,352	0,535	2986	670	310
	U.S.3 (27/32)	0,296	0,182	1,628	2664	1140	747
	U.S.2 (28/32)	0,245	0,204	1,201	2486	1710	1578
	U.S.1 (29/32)	0,314	0,237	1,322	2551	3680	2909
	U.S.6 (30/32)	0,315	0,228	1,384	2500	3040	2598

92	U.S.1 (31/32)	0,252	0,204	1,238	2467	972	581
	U.S.2 (32/32)	0,247	0,288	0,859	2578	3280	1929

Per rendere più agevole la lettura dei risultati ottenuti, in Figura 6.15 si è costruito un istogramma con i valori degli indici *I1* e *I2*. Si nota da tale grafico e dal rapporto tra i due termini che, per più della metà degli edifici, l'indice *I1* risulta maggiore dell'indice *I2*; questo conferma quanto osservato per le costruzioni storiche in muratura e cioè la maggiore vulnerabilità delle pareti rispetto a meccanismi fuori piano piuttosto che rispetto a meccanismi di rottura a taglio.

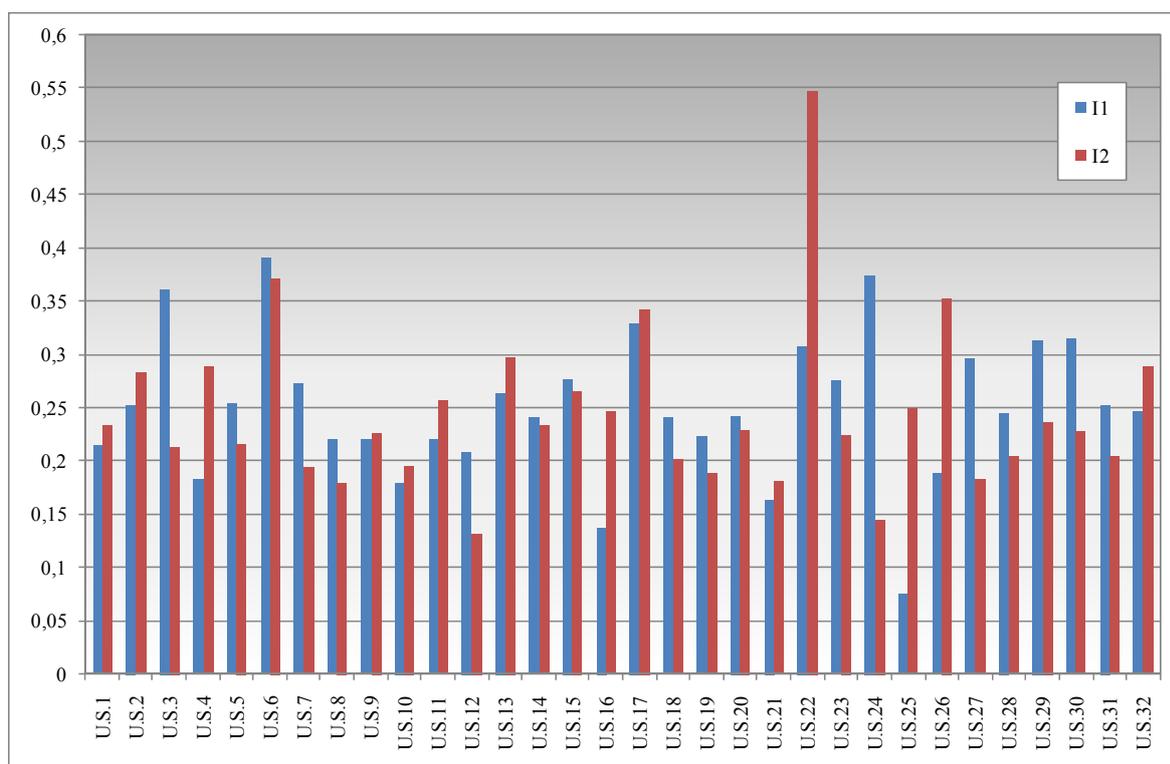


Figura 6.15 - Istogramma degli indici *I1* e *I2*

Da un'osservazione di carattere generale si nota come i valori ottenuti siano piuttosto bassi, con un minimo dell'indice *I1* pari a 0,076 che si registra per l'U.S. 25, edificio caratterizzato da una disposizione planimetrica molto stretta e allungata. Il valore di *I1* più alto si ha per l'U.S. 6, situata in posizione interna, e regolare in pianta e in alzato.

Il massimo per l'indice *I2* (che si distingue notevolmente dalle altre unità) è dato dall'edificio 22, dalle dimensioni contenute e dalla posizione interna e non di estremità. Se si escludono rari casi, i valori medi di *I1* e *I2* sono bassi, attestandosi attorno a 0,250 e 0,245 rispettivamente. Ciò può essere dovuto al fatto che le diverse unità studiate hanno subito lavori di consolidamento contenuti o non ne hanno subiti; inoltre, in molti casi si presentano delle strutture alte anche tre o quattro piani che, soprattutto se di testata, sono maggiormente esposte al sisma.

Per quanto concerne l'indagine probabilistica operata da Vulnus relativamente alla percentuale di edifici i cui valori di $I1$ e/o $I2$ superano i valori prefissati del rapporto fra accelerazione media di risposta e accelerazione di gravità, i risultati sono riportati in Tabella 6.21. Si può osservare che, nel caso da normativa ($a/g = 0,311$) si ha una probabilità di sopravvivenza del 6,25%. Il crollo avviene con maggiore probabilità per $I2$, ossia, come già rilevato, per meccanismi fuori piano piuttosto che per rottura a taglio (meccanismi nel piano).

Tabella 6.21 - Analisi probabilistica

Probabilità di	Sopravvivenza $I1 > a/g ; I2 > a/g$	Crollo per $I1$ $I1 < a/g ; I2 > a/g$	Crollo per $I2$ $I1 > a/g ; I2 < a/g$	Crollo per $I1, I2$ $I1 < a/g ; I2 < a/g$
$a/g = 0,311$	6,25%	6,25%	12,5%	75,01%
$a/g = 0,258$	15,62%	12,5%	21,87%	50,01%
$a/g = 0,141$	90,62%	6,25%	3,12%	0,01%

6.2.3.2 Calcolo di $I3$

Per calcolare l'indice $I3$ e svolgere l'analisi di vulnerabilità sono state compilate le schede G.N.D.T. di 2° livello, ricavando i parametri attribuiti alle caratteristiche dei singoli corpi in cui sono stati suddivisi gli edifici allo studio.

In Tabella 6.22 vengono riportati i valori degli indici $I3$, $I\ GNDT$ e $I\ GNDT\ Norm$ calcolati da Vulnus a partire dagli undici parametri della scheda G.N.D.T. di 2° livello e relativi alle varie unità strutturali analizzate.

Tabella 6.22 - Indici $I3$, $I\ GNDT$ e $I\ GNDT\ Norm$

Edificio	$I3$	$I\ GNDT$	$I\ GNDT\ Norm$
U.S.1	0,30	165,00	0,43
U.S.2	0,27	146,25	0,38
U.S.3	0,14	120,00	0,31
U.S.4	0,22	168,75	0,44
U.S.5	0,35	176,25	0,46
U.S.6	0,22	146,25	0,38
U.S.7	0,27	157,50	0,41
U.S.8	0,30	165,00	0,43
U.S.9	0,30	202,50	0,53
U.S.10	0,27	191,25	0,50
U.S.11	0,19	135,00	0,35
U.S.12	0,24	146,25	0,38
U.S.13	0,19	108,75	0,28
U.S.14	0,22	161,25	0,42
U.S.15	0,40	187,50	0,49
U.S.16	0,40	221,25	0,58
U.S.17	0,27	123,75	0,32
U.S.18	0,40	187,50	0,49
U.S.19	0,40	198,75	0,52
U.S.20	0,27	153,75	0,40
U.S.21	0,30	180,00	0,47
U.S.22	0,19	105,00	0,27
U.S.23	0,22	146,25	0,38
U.S.24	0,56	240,00	0,63
U.S.25	0,48	243,75	0,64
U.S.26	0,38	198,75	0,52
U.S.27	0,48	221,25	0,58
U.S.28	0,38	191,25	0,50
U.S.29	0,48	221,25	0,58
U.S.30	0,43	206,25	0,54
U.S.31	0,43	198,75	0,52
U.S.32	0,43	213,75	0,56

6.2.3.2.1 Vulnerabilità dei singoli edifici

Per quel che riguarda i giudizi linguistici forniti da Vulnus per i singoli corpi in cui sono stati suddivisi gli aggregati, rispetto ai valori di a/g di riferimento, si è riportata nella Figura 6.16 una rappresentazione grafica schematica (non in scala), costruita a partire dai giudizi di vulnerabilità sui singoli corpi in cui sono stati suddivisi i sei isolati, relativi ai diversi valori di sismicità proposti.

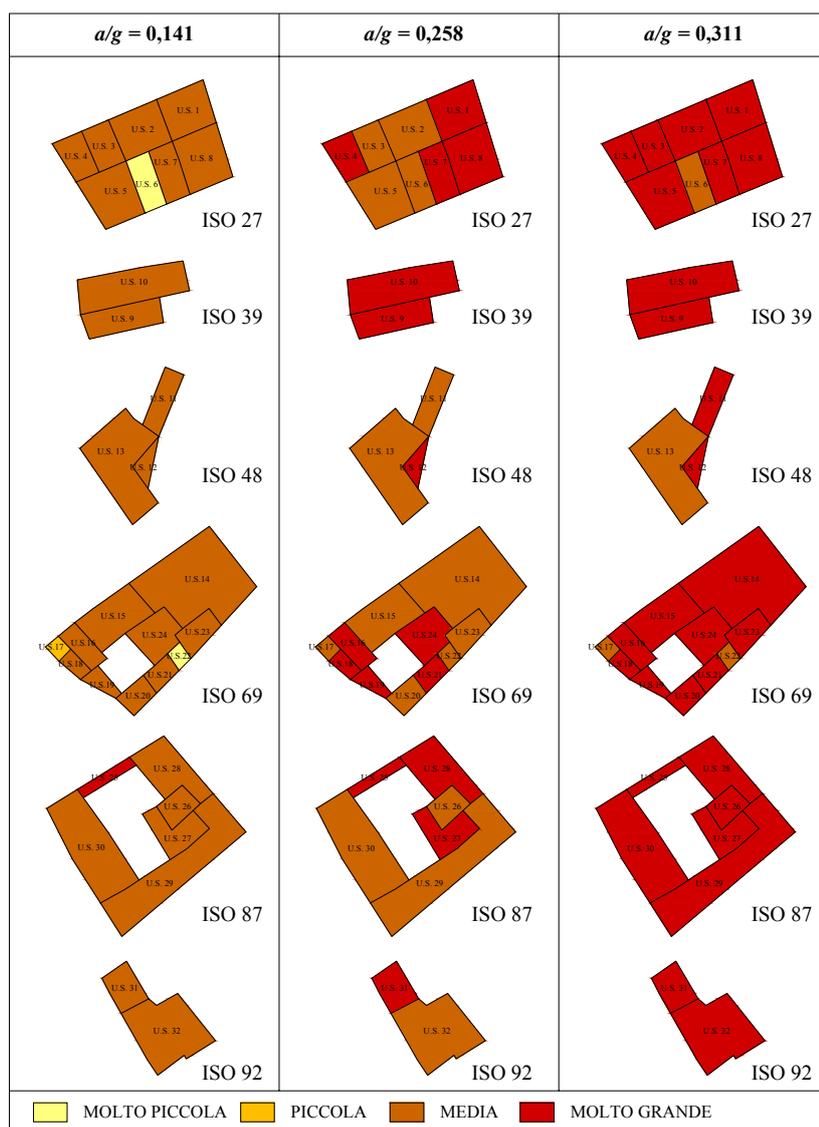


Figura 6.16 - Giudizio di vulnerabilità fornito da Vulnus sui singoli edifici

Si osserva che per un valore di $a/g = 0,311$ la vulnerabilità dei manufatti risulta, in quasi la totalità dei casi, molto grande; per soli quattro edifici si ha una vulnerabilità media. Dalla tabella si rileva inoltre che per $a/g = 0,258$ metà delle unità presenta giudizio medio, mentre le altre restano a molto grande. Se si considera il valore minore la vulnerabilità si riduce, essendo media per la maggior parte dei manufatti, ad eccezione di due corpi (U.S. 6 e U.S. 22) caratterizzati da valori molto piccoli, della U.S. 17 che presenta un valore piccolo,

e della U.S. 25 che presenta vulnerabilità sempre molto grande. Questi tre edifici si sono già distinti nella precedente fase di analisi statistica, nella quale, grazie alla determinazione degli indici $I1$ e $I2$, erano stati calcolati i massimi valori di $I1$ per l'unità 6 e $I2$ per l'unità 22. Ugualmente, l'U.S. 25 presentava l'indice $I1$ più basso dell'intera popolazione di edifici analizzati.

6.2.3.2 Vulnerabilità di gruppo

Si riporta nelle Tabella 6.23 e Tabella 6.24 la classe di vulnerabilità complessiva del gruppo di edifici, in riferimento rispettivamente agli edifici e ai volumi, per diversi valori di a/g di riferimento.

Tabella 6.23 - Vulnerabilità di gruppo riferita agli edifici

Grado appartenenza alla vulnerabilità riferita agli edifici												
a/g	Vg											Classe
	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	
0,141	0,6	1	1	1	0,6	0,1	0	0	0	0	0	Piccola
0,258	0	0	0	0	0	0	0	0,6	1	1	0	Grande
0,311	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	Molto Grande

Tabella 6.24 - Vulnerabilità di gruppo riferita ai volumi

Grado appartenenza alla vulnerabilità riferita ai volumi												
a/g	Vg											Classe
	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	
0,141	0,6	1	1	0,9	0,6	0,1	0	0	0	0	0	Piccola
0,258	0	0	0	0	0	0	0	0,6	1	1	0	Grande
0,311	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0,9	Molto Grande

Osservando le tabelle, si nota che i giudizi di vulnerabilità risultano uguali sia considerando gli edifici che i volumi.

Le curve che rappresentano le misure sfuocate della vulnerabilità media Vg (ottenuta operando per α -cuts della misura sfuocata stessa) sono in Figura 6.17.

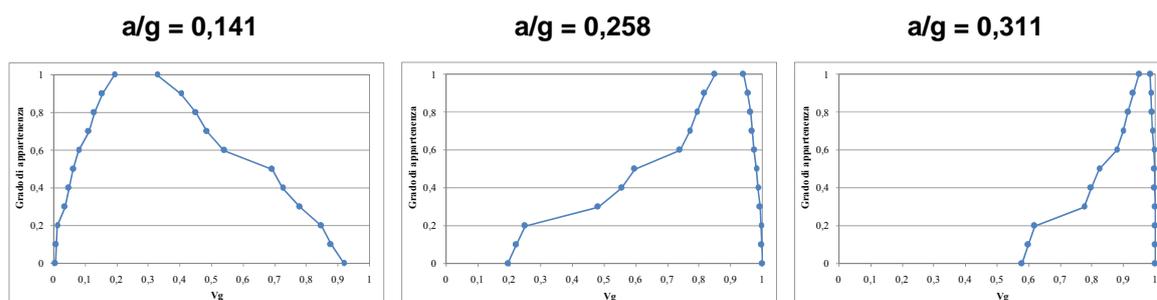


Figura 6.17 - Misura sfuocata della vulnerabilità media ottenuta operando per α -cuts

La Figura 6.18 esplicita, per il valore di riferimento di $a/g = 0,311$ dato dalla normativa, il significato probabilistico della misura sfuocata di vulnerabilità media per il campione di edifici rappresentata in Figura 6.17: il grafico riporta le distribuzioni cumulate $F[Vg]$ inferiori e superiori e la distribuzione *White*.

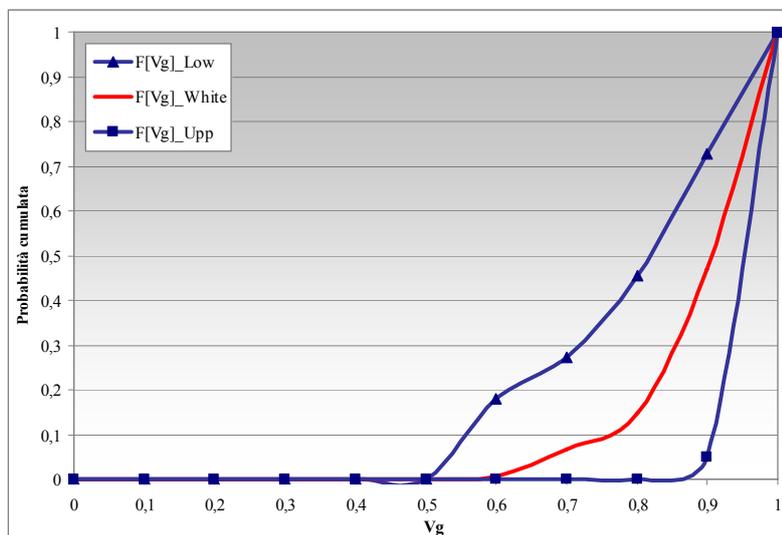


Figura 6.18 – Distribuzioni cumulative di probabilità

6.2.3.3 Valori attesi di danno grave

In Figura 6.19 è riportata la curva di fragilità che si ottiene considerando l'intera popolazione di unità allo studio: da questo grafico si ottengono indicazioni relative alla vulnerabilità complessiva, al variare dei tre valori di PGA/g considerati. Anche con questo metodo il risultato finale ha portato ad un giudizio di vulnerabilità molto grande per l'insieme di unità analizzate, con riferimento ai sismi aventi valore di accelerazione più alto. In particolare, nella Tabella 6.25 vengono riportati i risultati di aspettazione $E[Vg]$ sia per i limiti inferiore e superiore che per il valore centrale, riferiti ai tre valori di PGA/g.

Si osserva che all'aumentare del rapporto PGA/g cresce il valore di aspettazione di danno $E[Vg]$ e cioè il numero di edifici che saranno soggetti a danno grave. Per un valore di PGA/g pari a 0,311 si ha un valore di $E[Vg]$ superiore al 92%, con una forbice di valori compresa tra il 83% e il 99%. Se si considera invece l'accelerazione pari a 0,258, la frequenza centrale è pari all'83%, mentre i limiti risultano 63% e 98%. Per $PGA/g = 0,141$, infine, si ha $E[Vg] = 40\%$ e limiti pari a 11% e 63%.

Si può constatare che per valori di accelerazione modesti, il range compreso tra il limite superiore e inferiore è molto ampio, e si riduce all'aumentare della PGA/g. Questi dati confermano quanto affermato nella precedente analisi, in cui era già stato individuato un giudizio di vulnerabilità piccola per $a/g = 0,141$, grande per $a/g = 0,258$ e molto grande per $a/g = 0,311$.

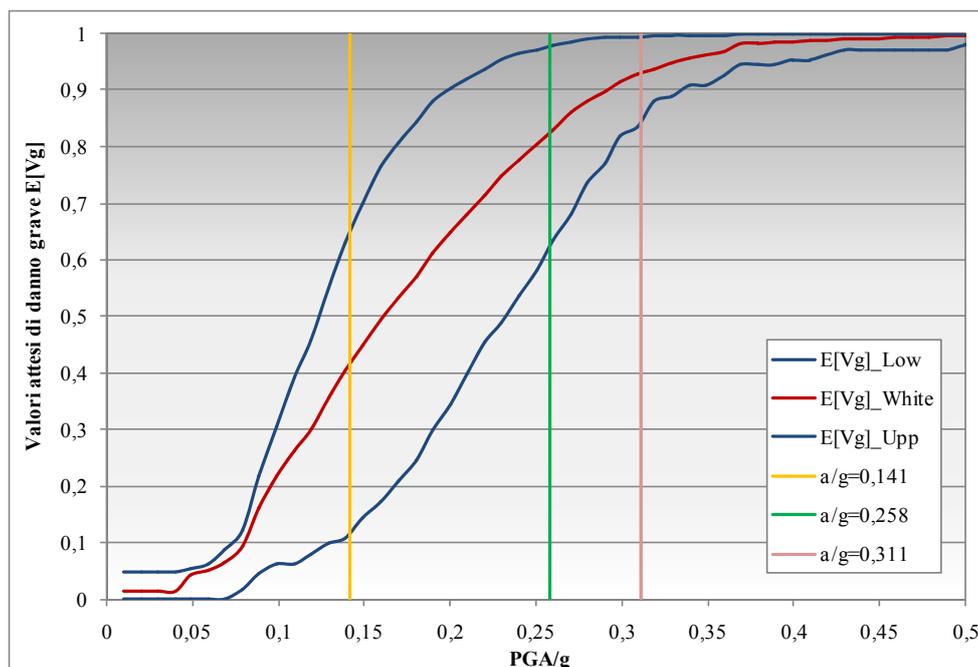


Figura 6.19 - Vulnerabilità di gruppo

Tabella 6.25 - Valori di aspettazione di danno per i diversi isolati e al variare di PGA/g

	PGA/g = 0,141	PGA/g = 0,258	PGA/g = 0,311
E[Vg] Low	0,109	0,636	0,836
E[Vg] White	0,403	0,831	0,929
E[Vg] Up	0,631	0,979	0,994

6.2.3.4 *Attribuzione delle classi di vulnerabilità macrosismica agli edifici analizzati*

Dopo aver preso in esame le curve di aspettazione di danno del gruppo complessivo delle 32 unità, si è proceduto alla suddivisione in classi macrosismiche degli edifici in base al giudizio di vulnerabilità ottenuto da Vulnus.

Sono state determinate le curve di fragilità relative ad ogni unità, individuando la classe di vulnerabilità specifica di ognuna, in funzione della matrice di probabilità di danno >D2, sulla base dei confronti con le curve date dalla scala di intensità EMS98.

Un esempio di grafico preliminare di confronto tra curve è dato dalla Figura 6.20 (ISO 69, U.S. 4), in cui è possibile distinguere che la curva ottenuta da Vulnus (curva azzurra) si sovrappone maggiormente a quella data dalla scala EMS98 relativa alla classe C (curva rossa) piuttosto che a quella data per la classe B (curva verde) ed A (curva gialla); in base a questo confronto è possibile affermare che l'unità considerata appartiene alla classe di vulnerabilità C.

I dati raccolti per tutte le unità strutturali e inerenti il solo danno di grado >D2 sono indicati in Tabella 6.26: per la matrice di probabilità di danno >D2, 1 edificio si trova in classe di vulnerabilità A, 25 edifici ricadono in classe B, mentre 6 risiedono in classe C.

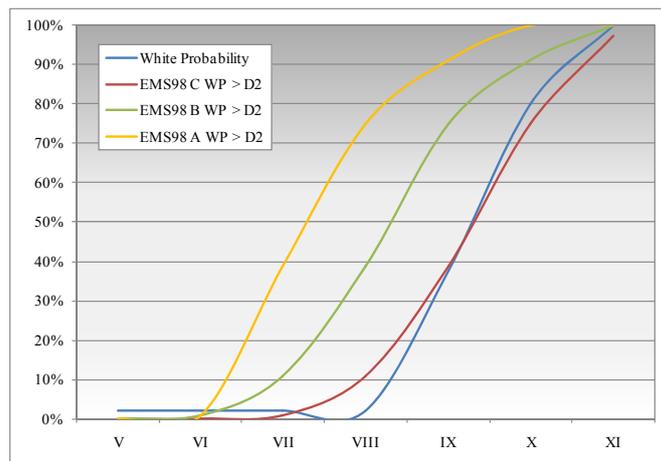


Figura 6.20 - Confronto tra curve di fragilità elaborate da Vulnus e curve date dalla scala EMS98

Tabella 6.26 - Classificazione unità strutturali

Edificio		Classe EMS98
1	ISO 27 U.S.1	B
2	ISO 27 U.S.2	B
3	ISO 27 U.S.3	C
4	ISO 27 U.S.4	B
5	ISO 27 U.S.5	B
6	ISO 27 U.S.6	C
7	ISO 27 U.S.7	B
8	ISO 27 U.S.8	B
9	ISO 39 U.S.1	B
10	ISO 39 U.S.2	B
11	ISO 48 U.S.1	B
12	ISO 48 U.S.2	B
13	ISO 48 U.S.3	C
14	ISO 69 U.S.1	B
15	ISO 69 U.S.2	C
16	ISO 69 U.S.3	B

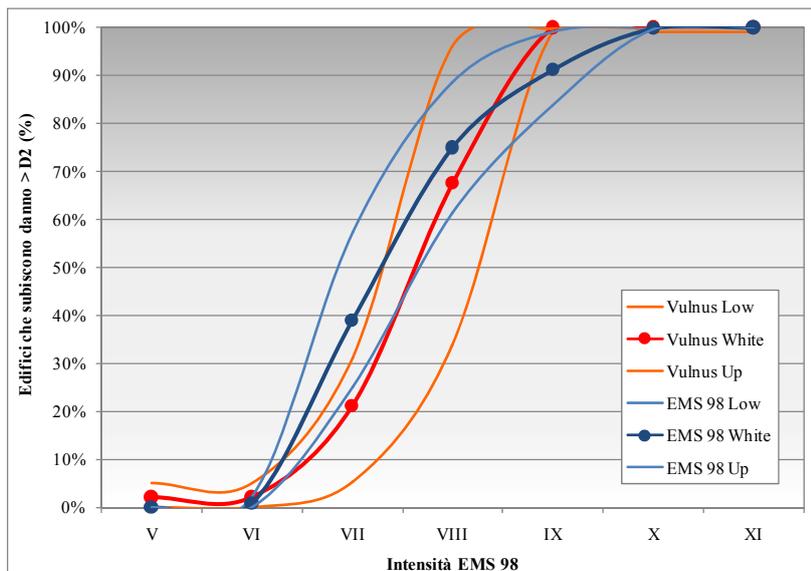
Edificio		Classe EMS98
17	ISO 69 U.S.4	C
18	ISO 69 U.S.5	B
19	ISO 69 U.S.6	B
20	ISO 69 U.S.7	B
21	ISO 69 U.S.8	B
22	ISO 69 U.S.9	C
23	ISO 69 U.S.10	B
24	ISO 69 U.S.11	B
25	ISO 87 U.S.5	A
26	ISO 87 U.S.4	B
27	ISO 87 U.S.3	B
28	ISO 87 U.S.2	B
29	ISO 87 U.S.1	B
30	ISO 87 U.S.6	B
31	ISO 92 U.S.1	B
32	ISO 92 U.S.2	B

6.2.3.5 Confronto delle curve di vulnerabilità ricavate mediante Vulnus con quelle ricavate dalla scala macrosismica EMS98

Una volta determinata la classe di vulnerabilità per ogni singola unità strutturale, si sono individuati per i gruppi omogenei i grafici per il confronto con quanto previsto dalla scala EMS98, assumendo come relazione tra PGA/g e intensità macrosismica quella secondo Pettrini: si sono considerate le classi A, B e C per una matrice di danno >D2. In Figura 6.21 sono riportate, per danno >D2, le curve di fragilità calcolate da Vulnus; i limiti inferiori, superiori e i valori centrali di tali curve sono affiancati agli analoghi valori impliciti nelle definizioni della scala EMS98, con le curve limite inferiore, superiore e bianca.

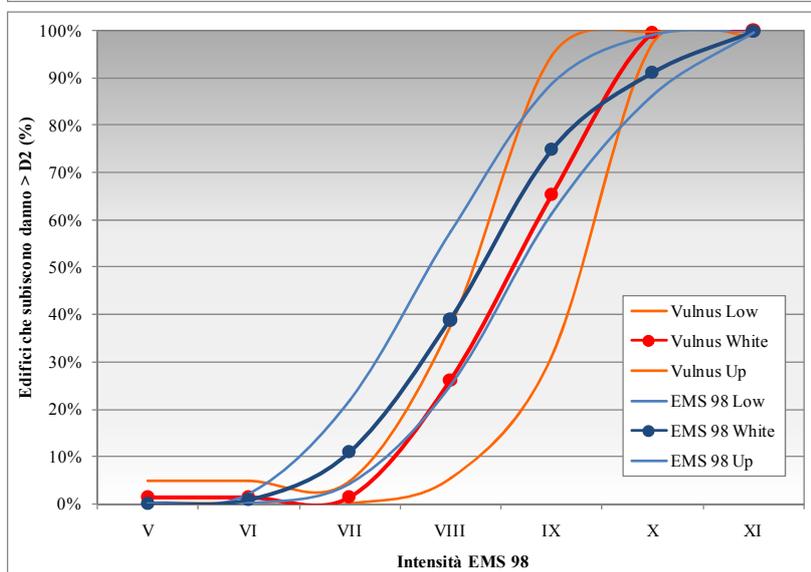
a)

Classe EMS98 A
 Probabilità di danno >D2
 Campione di 1 edificio



b)

Classe EMS98 B
 Probabilità di danno >D2
 Campione di 25 edifici



c)

Classe EMS98C
 Probabilità di danno >D2
 Campione di 6 edifici

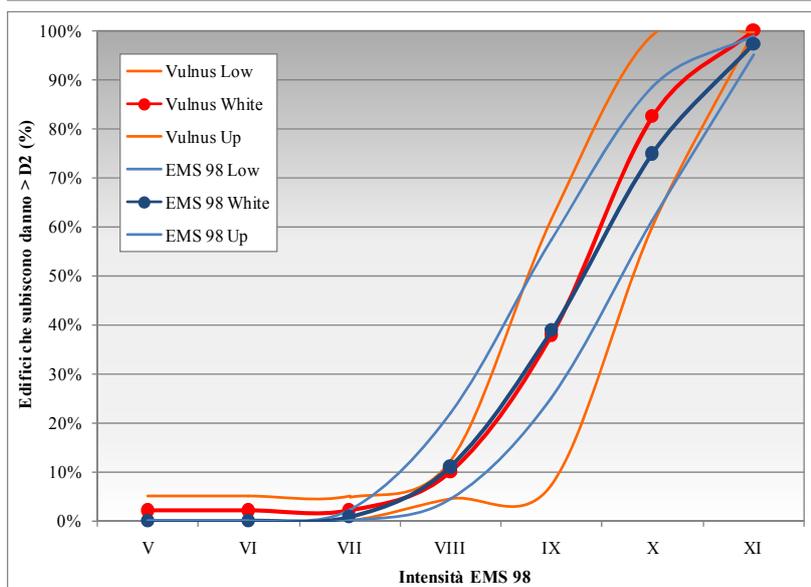


Figura 6.21 - Confronto tra le curve di fragilità e i valori della scala EMS98

Dalle figure si rileva come le previsioni fornite da Vulnus siano simili a quelle calcolate con la matrice Binomiale Media Bianca per le classi EMS98 A, B e C per danno >D2. I valori centrali presentano una buona sovrapposizione, anche se è possibile notare una transizione più rapida al crescere dell'intensità da parte delle curve di fragilità elaborate da Vulnus; questo indica che il programma opera una sottovalutazione del danno per i gradi di intensità macrosismica più bassi, mentre tende a sopravvalutarlo ai gradi più alti.

Infine, il confronto dei limiti superiori ed inferiori dei due gruppi di curve di fragilità evidenzia una prevedibile riduzione dell'incertezza quando si considerano campioni abbastanza omogenei per tipologia, materiali impiegati.

È possibile analizzare la percentuale di edifici che possono subire danno maggiore di D2 nel caso dei due terremoti storici considerati (aventi intensità pari a 9,5 e 8,5). Nel primo esempio (un sisma che secondo la scala EMS98 è classificato tra il molto distruttivo e il distruttivo) si avrà che la totalità degli edifici aventi classe di vulnerabilità A, circa lo 85% degli edifici di classe B e circa il 65% di quelli in classe C subirà danno maggiore di D2.

Nel caso in cui il sisma sia pesantemente dannoso-distruttivo, il 90% delle unità di classe A, il 45% dei campioni di classe B e il 23% di quelli di classe C subisce danno >D2 (Munari et al., 2010a).

6.2.3.5.1 Analisi di scenario

Si sono studiati i valori di intensità dei due terremoti storici, che si sono manifestati nel 1349 (tra i gradi 8 e 9 della scala EMS98), e nel 1706, di grado 9 - 10 con epicentro nella Maiella. A partire dai grafici ottenuti in Figura 6.21a, Figura 6.21b e Figura 6.21c, è stata ricavata la percentuale di edifici che subisce danno in relazione alle intensità macrosismiche considerate, e, riferendo tale valore al numero di edifici per ogni classe di vulnerabilità, è stato individuato il numero di unità che si danneggiano per ogni classe.

Di seguito è riportato in Tabella 6.27 il numero di edifici danneggiati per le intensità $I = 8,5$ e $I = 9,5$, mentre i relativi grafici sono raffigurati in Figura 6.22.

Tabella 6.27 - Scenari di danno per i terremoti storici

Classi	Intensità macrosismica $I = 8,5$			Intensità macrosismica $I = 9,5$		
	A	B	C	A	B	C
Edifici (n°)	1	25	6	1	25	6
Probabilità danno Vulnus (%)	91	43	20	100	87	57
Probabilità danno EMS98 (%)	82	54	23	95	82	54
Edifici danneggiati Vulnus (n°)	1	11	1	1	22	3
Edifici danneggiati EMS98 (n°)	1	13	1	1	20	3

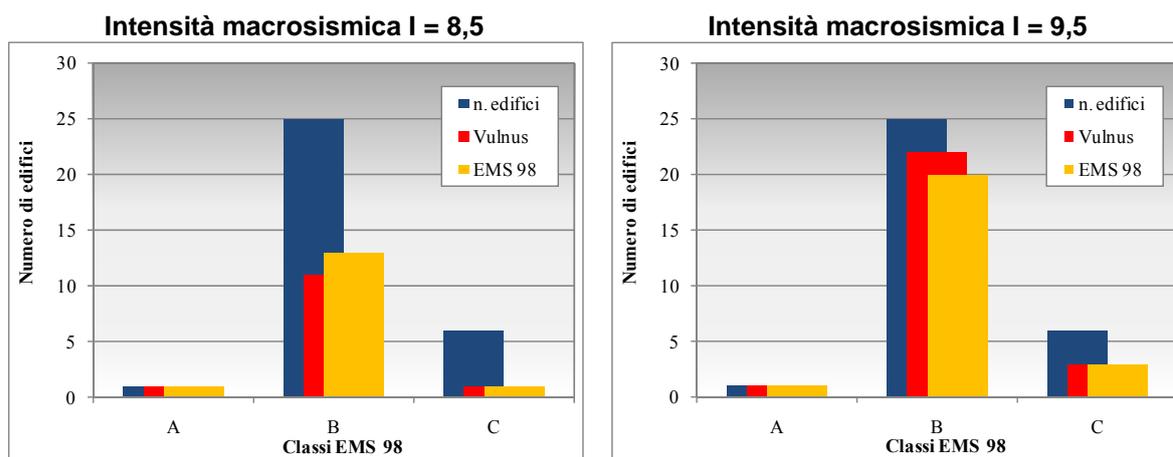


Figura 6.22 - Scenari di danno per i terremoti storici

Per la classe B, che presenta il maggior numero di unità, si nota che, per un sisma di intensità macrosismica pari a 8,5, lo scenario prodotto con la distribuzione probabilistica data dalla scala EMS98 è più pessimistico rispetto a quello elaborato da Vulnus, riportando un numero maggiore di edifici danneggiati (11 contro 13). Se si considera, invece, il secondo valore di intensità ($I = 9,5$) il giudizio peggiore è quello ottenuto mediante la metodologia Vulnus (22 edifici danneggiati contro i 20 della scala EMS98).

È possibile osservare, inoltre, che il numero di edifici danneggiati aumenta con il crescere dell'intensità del sisma.

6.2.4 Considerazioni sui risultati ottenuti

Come detto nel § 3.6, la procedura Vulnus costituisce, in rapporto alle informazioni richieste, non molto più approfondite di quelle rilevate con scheda G.N.D.T. di secondo livello, uno strumento molto efficace di analisi della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in muratura.

Le necessita comunque una lettura attenta dei risultati ottenuti con procedure automatiche, cercando un costante riscontro nelle caratteristiche e nello stato effettivo di ogni specifico manufatto. Nonostante le approssimazioni operate dal metodo di calcolo adottato, i risultati ottenuti sono sicuramente attendibili: soprattutto per le tipologie più complesse, le analisi basate sull'applicazione di meccanismi elementari a macroelementi strutturali, rappresentano, come già detto nel § 2.2.2, un supporto indispensabile.

L'analisi globale svolta da Vulnus sui tre centri storici esaminati ha confermato una generale maggiore resistenza degli edifici componenti gli aggregati rispetto ai meccanismi di rottura a taglio nel piano piuttosto che a quelli a flessione fuori piano. Questa affermazione del tutto generale non è valida in assoluto per tutti i centri storici analizzati e le ragioni di differenti comportamenti vanno ricercate nelle peculiarità tipologiche degli edificati che, pur presentando le caratteristiche comuni alle tecniche costruttive dell'Italia centrale, hanno dimostrato vari elementi distintivi legati al contesto. Ad esempio, a Campi Alto si nota

che per la quasi totalità delle unità considerate l'indice $I1$ è superiore ad $I2$ (mediamente vale il doppio). Anche a Sulmona meno della metà dei corpi in cui sono stati suddivisi gli edifici ha un indice $I2$ maggiore dell'indice $I1$ e quindi una migliore resistenza flessionale rispetto a quella a taglio; non sono però pochi i casi in cui gli indici $I1$ e $I2$ presentano valori molto simili, indicando che le unità possono subire danni a causa di entrambi i meccanismi. Ma questi risultati ben si accordano con quanto osservato in merito alla tipologia edilizia degli aggregati considerati, che vede setti murari di elevato spessore, limitata lunghezza e fori di dimensione contenuta da una parte, ma anche pareti piuttosto snelle, presenza di porticati e ampie finestre dall'altra. A Castelluccio, invece, i due terzi (22 su 66) delle unità in cui sono stati suddivisi gli isolati hanno un indice $I2$ maggiore dell'indice $I1$ e quindi una migliore resistenza flessionale rispetto a quella a taglio; anche in questo caso si sono registrati diversi casi in cui gli indici $I1$ e $I2$ presentano valori molto simili. Grande influenza in tal senso hanno avuto l'inserimento di presidi antisismici come cordoli e catene metalliche e la realizzazione di solai intermedi e di copertura in laterocemento.

Questi risultati vengono rielaborati attraverso l'analisi di vulnerabilità, in cui la metodologia Vulnus esprime dei giudizi di vulnerabilità per ogni singola unità strutturale e per l'intero campione di edifici analizzati: è possibile notare una certa corrispondenza tra l'analisi statistica e quella di vulnerabilità. Infatti, per i valori di a/g previsti dalla normativa, il programma ha fornito un giudizio di vulnerabilità complessiva Medio per le intere popolazioni di edifici analizzati a Campi Alto e a Castelluccio di Norcia ($a/g = 0,32$ per entrambi i centri), così come la stessa valutazione è stata registrata per la maggior parte delle unità strutturali considerate singolarmente (40 su 50 a Campi e 48 su 66 a Castelluccio). A Sulmona, invece, il giudizio di vulnerabilità ottenuto per il valori di riferimento da normativa ($a/g = 0,31$) sull'intero gruppi di edifici analizzati è stato Molto Grande, così come la stessa valutazione è stata registrata per 28 delle 32 unità: questo indica l'importanza assunta per questo centro dell'indice $I3$ e dei parametri che lo definiscono.

Attraverso la determinazione delle frequenze attese di danno grave è stato possibile individuare i valori attesi di danno per i gruppi di edifici considerati: dall'elaborazione delle curve di fragilità si ottiene infatti che, in corrispondenza al sisma di riferimento, circa il 40% dei manufatti considerati a Campi, il 65% delle unità analizzate a Castelluccio e il 90% circa degli edifici del campione di Sulmona possono presentare danni gravi. L'incertezza su tali valore risulta però elevata.

A Sulmona la percentuale di unità classificate con Vulnus nella classe di vulnerabilità B EMS98 è molto alta (circa 80%) e un edificio rientra in classe A: a Campi e Castelluccio le percentuali maggiori fanno rientrare gli edifici nella classe meno vulnerabile (C), ma con entità diverse (la quasi totalità a Campi, il 70% circa a Castelluccio). Questi risultati confermano un comportamento sismico fragile degli aggregati complessi, soprattutto se confrontato con quanto ottenuto per le tipologie meno complesse: in effetti gli edifici a schiera di Campi risultano meno fragili degli aggregati di Castelluccio e Sulmona.

La suddivisione effettuata in classi omogenee di edifici ha consentito un confronto significativo tra i risultati ottenuti dalla procedura Vulnus e i valori dati dalle matrici di probabilità di danno implicite nelle definizioni della scala EMS98, al variare della classe di vulnerabilità macrosismica e della probabilità di danno. In generale, le curve fornite dalla scala EMS98 tendono a sovrastimare la vulnerabilità degli edifici; per i centri umbri questa condizione si manifesta per tutti i valori di intensità macrosismica nel caso di edifici in classe C, mentre la probabilità di danno rilevata mediante metodologia Vulnus supera quella data dalla scala EMS98 per la classe B e per terremoti ad alta intensità (grado 10). Per Sulmona le curve fornite dalla scala EMS98 per tutte le classi considerate tendono a sovrastimare la vulnerabilità degli edifici per terremoti di media intensità (fino al grado 8), mentre avviene il contrario per eventi sismici di alta intensità (dal grado 9 al grado 11).

Quindi, in generale, Vulnus tende a sottostimare il danno statisticamente prevedibile con le previsioni della scala EMS98 di quasi mezzo grado dell'intensità macrosismica; le curve di fragilità di Vulnus indicano inoltre una transizione più rapida, al crescere dell'intensità, dal danno nullo al danno totale, effetto prevedibile tenendo conto che il modello di calcolo meccanico semplificato su cui si basa la procedura per la stima della risposta sismica trascura alcune delle reali capacità di resistenza proprie di un sistema strutturale complesso e fortemente iperstatico. Il confronto dei limiti superiori ed inferiori dei gruppi di curve di fragilità evidenzia una prevedibile riduzione dell'incertezza quando si consideri campioni abbastanza omogenei per tipologia, materiali impiegati e periodo di costruzione.

Interessante è infine osservare i risultati restituiti dalle analisi di scenario di danno per quei valori medi dell'accelerazione di risposta corrispondenti alle intensità sismiche massime storicamente osservate per i siti prescelti.

Vulunus ha quindi consentito di eseguire un'analisi di vulnerabilità degli edifici che costituiscono i centri campione permettendo di individuare, in funzione dell'intensità sismica, la probabilità che essi hanno di danneggiarsi e il livello di danno che può manifestarsi. Rispetto a futuri eventi sismici è quindi possibile effettuare importanti valutazioni predittive del comportamento sia dei singoli edifici, con l'individuazione delle unità particolarmente vulnerabili e di quelle più sicure, sia degli interi centri urbani, in funzione della vulnerabilità globale e delle probabilità di danno attese, e suggerire interventi migliorativi che, su ampia scala, ne riducano effettivamente la vulnerabilità.

6.3 Confronto con le analisi nel piano

I risultati ottenuti attraverso la metodologia illustrata nel § 4 hanno consentito di determinare la probabilità di danno p_k , associata ad uno specifico grado di danno e funzione del valore di tempo di ritorno T_R , per un campione di modelli di edifici esistenti in muratura appartenenti alle classi A, B e C. I modelli sono rappresentativi delle tipologie più ricorrenti nell'edificato in muratura, ma trovano spesso riferimento nelle tipologie costruttive proprie degli edifici del centro storico di Sulmona, scelto come riferimento per le valutazioni

del comportamento nel piano. In maniera analoga, mediante l'utilizzo della procedura automatica Vulnus, sono state classificate secondo le classi di vulnerabilità A, B e C definite dalla scala EMS98 le singole Unità Strutturali considerate come campione per il caso specifico di Sulmona. Successivamente sono state determinate le curve di fragilità per ogni gruppo omogeneo di edifici (§ 6.2.3.4 e 6.2.3.5).

Quello che si intende ipotizzare in questa sede è un confronto tra i valori ricavati mediante l'utilizzo delle due differenti metodologie, in modo da valutare la validità dall'approccio seguito da Vulnus per la stima della resistenza nel piano degli edifici.

I due approcci presentano alcune differenze: la procedura automatica Vulnus si basa su un'analisi strutturale statica equivalente della costruzione e permette di svolgere uno studio di vulnerabilità elaborando, per singoli edifici e per gruppi di edifici, le frequenze attese di danno grave al variare dell'intensità sismica. La metodologia sviluppata nel § 4 classifica invece gli edifici analizzati sulla base di parametri predefiniti e valuta le relative curve di capacità mediante analisi statiche non-lineari, permettendo di ricavare la distribuzione delle probabilità di danno associata alle classi di edifici studiati, in funzione del livello di accelerazione sismica.

I risultati raggiunti attraverso le due differenti metodologie, sebbene distinti, sono tra loro confrontabili. Ai fini di un confronto dei risultati ottenuti dalle modellazioni capacitive con quelli elaborati mediante metodologia Vulnus e, per completezza, con i valori di danno forniti dalla scala di intensità macrosismica EMS98, è stato considerato un grado di danno >D2 e sono state individuate delle curve di fragilità che indicano, per le classi di vulnerabilità A, B e C, la percentuale di edifici danneggiati al variare di PGA/g.

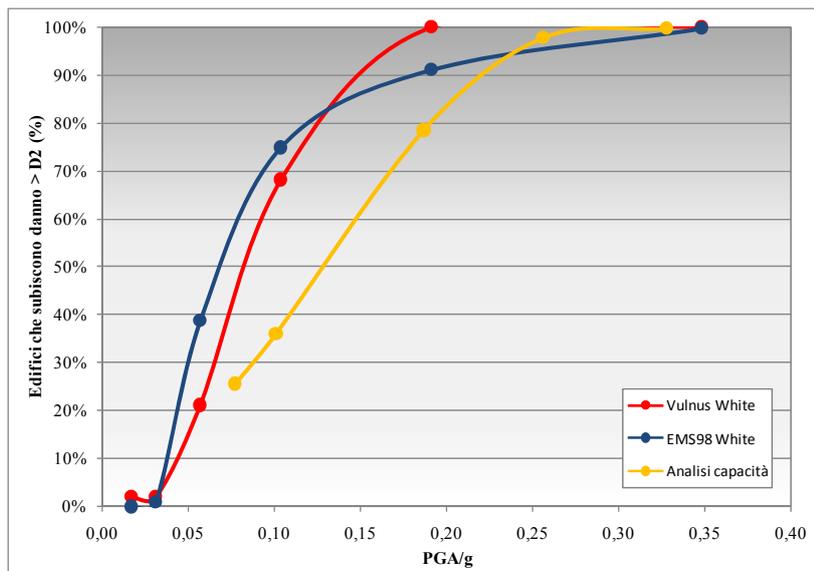
I raffronti tra le curve elaborate attraverso le differenti metodologie sono, come detto, utili per comprendere il livello di attendibilità dell'approccio seguito con Vulnus rispetto alle modellazioni meccaniche rappresentative del comportamento nel piano.

Per la classe di vulnerabilità A (Figura 6.23a) le curve hanno andamento differente: la metodologia basata sull'approccio meccanico sottostima il danno a parità di PGA/g; ad esempio per un valore di $PGA/g = 0,10$ si ha che circa il 35% degli edifici subisce danno >D2, mentre questo valore sale al 70% circa se si considerano i risultati elaborati da Vulnus e al 75% secondo quelli dati dalla scala EMS98. La pendenza stessa della curva restituita dall'approccio capacitivo è meno marcata, e il raggiungimento del danno massimo (100% degli edifici che subiscono danno) si ha per un valore di $PGA/g = 0,328$, mentre secondo Vulnus esso si ottiene già per $PGA/g = 0,160$.

Le curve ottenute con i diversi metodi per le classi di vulnerabilità B e C sono maggiormente sovrapponibili, indicando una certa corrispondenza tra i risultati elaborati. L'approccio capacitivo sottostima il danno per valori bassi di accelerazione (Figura 6.23b), fino a circa $PGA/g = 0,240$, per poi sovrastimarne superato tale termine. Si ha infine una buona sovrapposizione tra le curve in Figura 6.23c), con differenze percentuali in termini di danno che non superano il 5%.

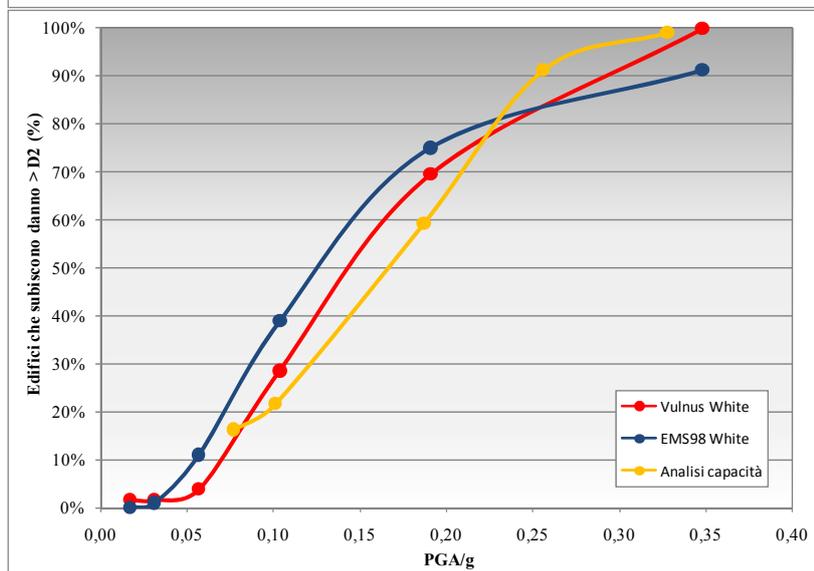
a)

Classe A
Probabilità di danno >D2



b)

Classe B
Probabilità di danno >D2



c)

Classe C
Probabilità di danno >D2

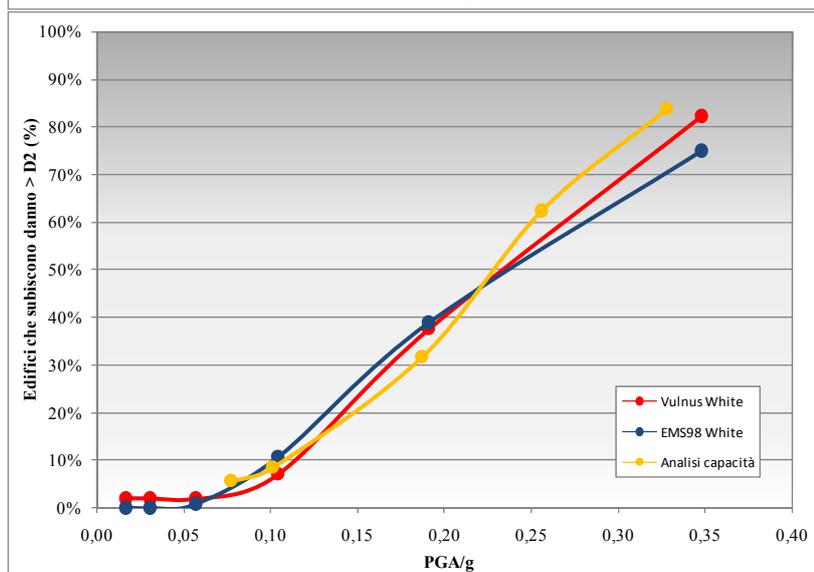


Figura 6.23 - Confronti tra curve EMS 98 e curve elaborate dal presente studio

Nonostante alcune differenze, l'approccio seguito da Vulnus per la stima della resistenza delle pareti parallele all'azione sismica risulta essere compatibile con quello ricavato dalle modellazioni meccaniche del comportamento nel piano. È comunque necessario tenere conto dei seguenti due aspetti:

- la suddivisione in classi effettuata con la metodologia Vulnus è diversa da quella realizzata tramite l'approccio capacitivo: da una parte viene, infatti, scelta quella classe che meglio approssima i risultati ottenuti con Vulnus, mentre dall'altra la classe viene definita a priori in base all'individuazione di parametri variabili;
- lo studio di capacità ha considerato modelli ideali isolati senza valutare alcun effetto di interazione tra corpi. Lo studio di vulnerabilità eseguito con Vulnus, al contrario, ha riguardato unità strutturali interne ad aggregati complessi e ne ha valutato i rapporti reciproci. Per questo motivo, al fine di realizzare un confronto ancor più omogeneo, risulta necessario un approfondimento in tale direzione, prendendo in considerazione, anche in modo semplificato, nelle modellazioni meccaniche il parametro che definisce la posizione dell'edificio all'interno di un aggregato più ampio.

6.3.1 Analisi di scenario

Per rendere più attinenti al caso di Sulmona i risultati ottenuti dalle analisi capacitive si è provveduto ad associare ai valori percentuali di edifici che subiscono danno (che si riferiscono ai modelli teorici) il numero di edifici, suddivisi per classe, presenti nel database costruito in base alle campagne di rilievo svolte a Sulmona (cfr. § 4.2). Per far questo, ad ogni edificio presente nel database è stata attribuita una classe di vulnerabilità, sulla base dei criteri enunciati nel § 4.3. Questo lavoro ha permesso di individuare 116 unità che appartengono alla classe A, 856 presenti in classe B, e 10 in classe C.

I valori forniti dall'approccio capacitivo sono stati quindi utilizzati per elaborare degli scenari di danno, in cui è possibile individuare il numero di edifici danneggiati in funzione della classe di vulnerabilità macrosismica: sono stati così associati i valori percentuali di unità danneggiate agli edifici esistenti rilevati nella città. Nell'elaborare tali scenari, sono considerate le probabilità di danno >D2 e >D5 e i valori di accelerazione orizzontale massima studiati sono pari a $PGA/g = 0,101$ e $PGA/g = 0,256$, corrispondenti ad un tempo di ritorno rispettivamente di $T_R = 50$ e $T_R = 475$ anni (Tabella 6.28 e Tabella 6.29). In Figura 6.24 sono stati individuati gli istogrammi rappresentativi dei risultati riportati nelle tabelle.

Tabella 6.28 - Scenari di danno per terremoti aventi $T_R=50$

		danno >D2			danno >D5		
		A	B	C	A	B	C
$T_R=50$	Classi						
	Edifici (n°)	116	856	10	116	856	10
	Probabilità danno (%)	36,1	21,6	8,6	1,4	0,4	0,1
	Edifici danneggiati (n°)	42	185	1	2	3	0

Tabella 6.29 - Scenari di danno per terremoti aventi $T_R=475$

$T_R=475$	Classi	danno >D2			danno >D5		
		A	B	C	A	B	C
	Edifici (n°)	116	856	10	116	856	10
	Probabilità danno (%)	97,9	91,4	62,4	47,9	26,5	5,9
	Edifici danneggiati (n°)	114	782	6	56	227	1

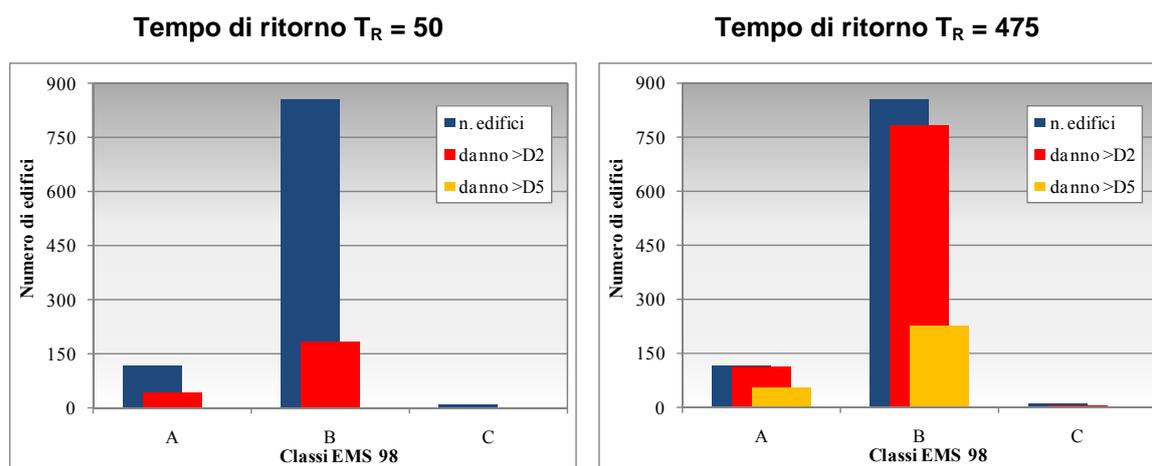


Figura 6.24 - Scenari di danno

In base ai risultati della Tabella 6.29 e della Tabella 6.29 rappresentati dalla Figura 6.24, si nota che per un valore del tempo di ritorno $T_R = 50$ il numero di edifici che subiscono danno >D2 (in rosso) è piuttosto limitato, attestandosi su valori bassi rispetto all'intero campione di unità esistenti (in blu), mentre per $p_k > D5$ gli edifici danneggiati non sono di fatto presenti. Con l'aumentare dell'accelerazione sismica ($T_R = 475$) cresce anche il numero di unità che subisce danno >D2 e, in misura minore, di >D5.

Questi scenari sono in buon accordo con quelli elaborati da Vulnus per il campione di edifici di Sulmona (Figura 6.22): questo indica ancora una buona compatibilità tra l'approccio seguito da Vulnus e quello ricavato dalle modellazioni meccaniche; denota inoltre una certa dipendenza della vulnerabilità sismica dell'edilizia di questo centro storico dal comportamento nel piano, come in parte confermato dall'analisi statistica svolta da Vulnus (§ Tabella 6.21).

6.4 Confronto con la metodologia c-Sisma

L'analisi dei casi studio tramite applicazione di modelli cinematici elementari a macroelementi strutturali e svolgimento delle verifiche di sicurezza secondo normativa è stata condotta mediante la procedura automatica c-Sisma 3.0, illustrata nel § 5: è stato così possibile effettuare una valutazione della resistenza fuori piano delle pareti ortogonali all'azione sismica più accurata rispetto a quella stimata da Vulnus. In effetti, considerata la complessità

degli isolati analizzati, è opportuno affiancare ai giudizi di vulnerabilità ottenuti con Vulnus uno studio locale tale da poterne validare l'approccio; questa analisi si è rivolta in particolare ai centri storici umbri di Campi Alto di Norcia e Castelluccio di Norcia, che hanno fornito indicazioni esaurienti per la validazione, permettendo di concentrarsi sul centro storico di Sulmona per le applicazioni viste nel § 6.3. I risultati ottenuti per i due centri hanno consentito di valutare la risposta generale delle schiere e degli aggregati in esame, anche in termini di sicurezza.

Tra i meccanismi resi disponibili dalla procedura, tenendo conto dei vincoli presenti nei manufatti, sono stati applicati ai vari setti componenti le pareti i meccanismi di danno più significativi, ossia quelli fuori piano relativi a strisce verticali e orizzontali di muratura (tipo 1 e 2): con riferimento al § 5.3 e alla Tabella 5.1 si sono presi in considerazione i meccanismi identificati come 1.1, 1.3, 1.6, 1.7, 1.9, 1.10, 1.11, 1.12, 1.13, 1.14, 1.15, 1.16, 1.19, 1.20 e 2.1, 2.2, 2.3, 2.6. I cinematismi che coinvolgono strisce verticali di muratura sono stati applicati ai setti esterni non in comune tra differenti manufatti, con l'eccezione dei meccanismi di flessione verticale che, così come i meccanismi elementari in strisce orizzontali di muratura, sono stati invece applicati a tutti i setti all'ultimo piano degli edifici, ritenendo tale livello maggiormente esposto all'azione sismica: tali considerazioni risultano tra l'altro coerenti con l'impostazione di Vulnus.

Come indicato nel § 5.2.1, il coefficiente c di attivazione del singolo meccanismo elementare è calcolato dalla procedura imponendo condizioni di equilibrio al sistema labile nel quale viene trasformata una porzione dell'edificio: l'azione sismica orizzontale viene schematizzata come forza statica equivalente data dal prodotto dei carichi verticali agenti per l'accelerazione sismica, considerata costante lungo l'altezza della parete. La procedura c-Sisma 3.0 consente di impostare l'analisi prevista dalla normativa per lo svolgimento delle verifiche S.L.U. dei meccanismi locali, condotte mediante analisi cinematica lineare e non-lineare. A partire dai valori del moltiplicatore dei carichi orizzontali $\alpha_0 = c$, ottenuti tramite c-Sisma per il meccanismo considerato nella configurazione iniziale del sistema, la capacità di spostamento della struttura fino a collasso è ricavata dal programma, valutando l'evoluzione del cinematismo e cioè l'evoluzione del moltiplicatore α al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, fino al raggiungimento della configurazione geometrica per cui si annulla ogni capacità di resistenza ($\alpha = 0$).

Considerando i coefficienti c , i risultati ottenuti sono stati riassunti e schematizzati in Figura 6.25. I valori maggiori si sono ottenuti per meccanismi di strisce orizzontali di muratura all'ultimo piano: tali meccanismi (rottura a flessione per lo schema di trave incastrata; rottura a compressione della sezione resistente dell'arco in spessore; ribaltamento spalle dell'arco in spessore; distacco dalla parete trasversale) prendono in considerazione, nella loro definizione, i parametri meccanici di resistenza della muratura. I risultati ottenuti denotano invece una particolare vulnerabilità nei confronti di cinematismi di strisce verticali

di muratura (ribaltamenti e rotture per flessione verticale), che sono stati pertanto considerati per lo sviluppo delle verifiche di sicurezza.

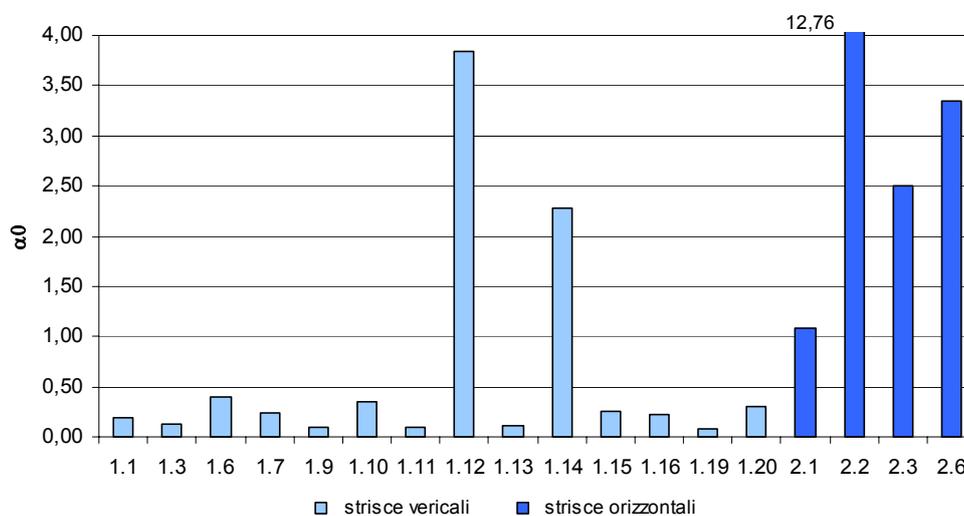


Figura 6.25 - Valori medi dei coefficienti α_0 restituiti da c-Sisma per i meccanismi considerati nei due centri storici umbri

Per quanto riguarda le verifiche di sicurezza effettuate mediante analisi cinematica lineare (Figura 6.26), i meccanismi di parete trattenuta da tiranti (1.6, 1.10 e 1.20) e i meccanismi elementari di flessione di strisce verticali (1.12 e 1.14) risultano soddisfatte in tutti i casi presi in considerazione.

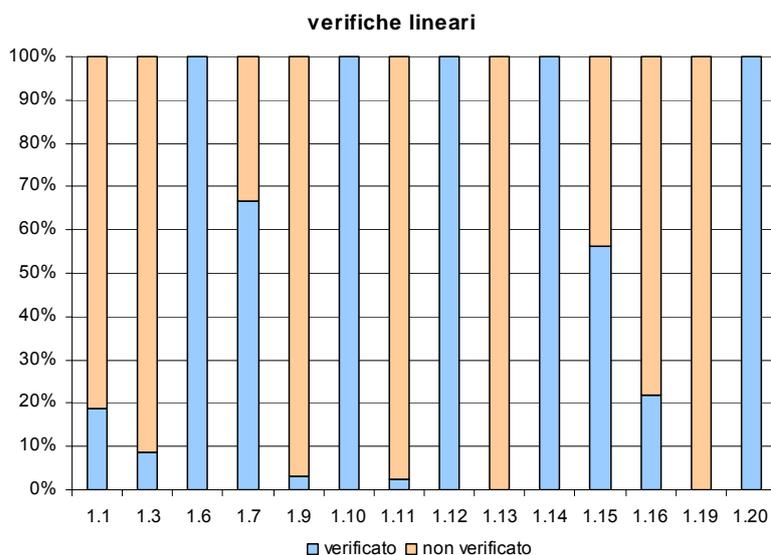


Figura 6.26 - Risultati delle verifiche di sicurezza SLU lineari per i meccanismi di strisce verticali di muratura considerati nei due centri storici umbri

Lo studio dell'evoluzione degli altri cinematismi (Figura 6.27) porta a ritenere soddisfatta la verifica di sicurezza mediante analisi cinematica non-lineare per tutte le pareti esaminate nei casi del meccanismo elementare 1.15; i meccanismi 1.1 e 1.16 risultano verificati per oltre il 90% dei setti e un discreto livello di sicurezza si ottiene anche nei confronti dei meccanismi 1.3 e 1.7, per i quali la percentuale di setti esaminati in sicurezza supera il 75%. Gli isolati considerati risultano invece vulnerabili nei confronti dei meccanismi 1.9, 1.11, 1.13 e 1.20 essendo in questi casi la verifica non soddisfatta per una percentuale rilevante dei setti; le percentuali maggiori si hanno per i meccanismi 1.11 e 1.19, per i quali non risulta verificato più dell'80% dei setti.

Quindi, dall'applicazione dei modelli cinematici, si rileva la spiccata vulnerabilità degli aggregati analizzati verso i meccanismi di ribaltamento: in particolare, i setti "deboli" appartengono a quegli edifici che, relativamente al complesso di ogni isolato, si trovano in posizione di estremità e che, dal rilievo geometrico e dei danni, presentano evidenti lesioni ed una scarsa qualità degli ammorsamenti. In effetti, le discontinuità presenti tra molti edifici indicano la scarsa attitudine di alcuni setti a resistere al ribaltamento.

Come atteso, falliscono per ribaltamento le pareti che presentano un maggior numero di piani e uno spessore ridotto dei setti. Effettivamente, confrontando i risultati con le caratteristiche delle singole pareti, si osserva che la verifica mediante spettro di capacità nei confronti del ribaltamento di pareti in pietrame costituite da più setti sovrapposti è soddisfatta per quelle pareti che presentano il setto al livello inferiore di elevato spessore: queste condizioni permettono spostamenti ultimi maggiori rispetto a quelli di altri setti, anche appartenenti al medesimo fabbricato.

Ovviamente la presenza di cordoli e tiranti, presenti in entità limitata, migliora la risposta degli edifici nei confronti dei cinematismi fuori piano, così come confermato dai buoni risultati ottenuti per i meccanismi che coinvolgono tali presidi.

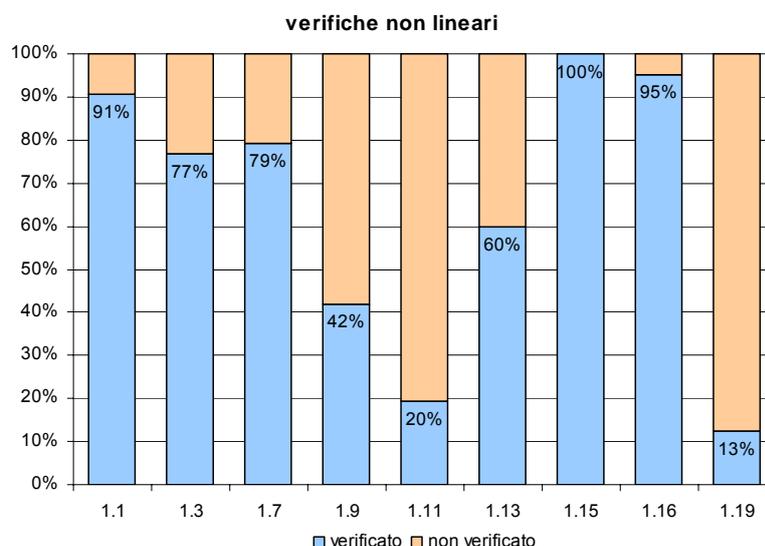


Figura 6.27 - Risultati delle verifiche di sicurezza SLU non-lineari nei due centri storici umbri

Considerando le soglie di spostamento definite nel § 5.4, sono stati infine determinati gli scenari di danno per gli edifici considerati nei due centri umbri nei confronti delle principali tipologie di meccanismi di collasso analizzati: sono stati cioè raggruppati i cinematismi considerati, trascurando quelli per cui non era disponibile un campione significativo di setti analizzati (in particolare, pareti trattenute da tiranti e da cordolo). Sono stati così considerati quattro tipi principali: i meccanismi di ribaltamento fuori dal piano (1.1, 1.3, 1.9 e 1.19), i meccanismi di ribaltamento globale secondo la versione originale di Vulnus (1.11 e 1.13), i meccanismi di ribaltamento globale secondo la versione Vb 4.0 di Vulnus (1.15 e 1.16) e i meccanismi di flessione (1.12 e 1.14). Gli scenari sono stati calcolati considerando come terremoti di scenario gli eventi sismici previsti dalla normativa nei due centri.

Lo scenario di danno per i meccanismi di ribaltamento è mostrato in Figura 6.28a: l'andamento delle percentuali di danno sottolinea l'alta vulnerabilità nei confronti di tali cinematismi in assenza di presidi antisismici. Per contro, lo scenario di danno relativo ai meccanismi di flessione (Figura 6.28d) indica un'assenza di danno legata alla scarsa probabilità di attivazione di tali cinematismi, così come già notato in precedenza.

Si deve ad ogni modo precisare che il modello alla base dei meccanismi di ribaltamento implementati in c-Sisma (parete monolitica e semplicemente appoggiata e quindi totalmente indipendenti dal resto della struttura) in molti casi può non rispecchiare la situazione reale presente negli edifici storici: nonostante non sia rara la presenza di sconessioni nelle strutture murarie, tale modello cinematico rappresenta in genere una verifica locale nettamente a favore della sicurezza. A tale proposito sono necessari particolari approfondimenti sulla conoscenza della qualità muraria e delle discontinuità, che consentano di valutare effettivamente l'opportunità di trascurare il trattenimento fornito dagli eventuali setti di controvento, dagli orizzontamenti, ecc.

In questo senso, lo schema di calcolo assunto da Vulnus per la valutazione della resistenza fuori del piano, consentendo l'introduzione di forze di contenimento, si avvicina maggiormente al comportamento effettivo di edifici esistenti in muratura. Dal confronto tra la Figura 6.28b e la Figura 6.28c, risulta però evidente come la schematizzazione data dalla versione originale di Vulnus corrisponda a uno scenario di danno eccessivamente cautelativo; maggiormente attendibile è l'andamento ottenuto nel complesso per i meccanismi di ribaltamento secondo la versione Vb 4.0 di Vulnus. Tale andamento rispecchia quello di tipici istogrammi di danno ottenuti da rilievi in sito svolti in occasione di recenti eventi sismici per le classi di vulnerabilità proprie degli edifici esistenti in muratura (Cherubini, 2006) e indica come, per cinematismi di ribaltamento globale che coinvolgono i maschi murari per l'intera altezza di un edificio, si abbia un picco di danno sia in corrispondenza del livello di danno D3 (danno grave, in accordo con la scala EMS98 - Tabella 1.2) e una percentuale ragionevolmente più ridotta di pareti che, quando sottoposte ad azioni sismiche, subisce collasso (danno D5): le forze di contenimento diminuiscono quindi notevol-

mente la vulnerabilità nei confronti di meccanismi di ribaltamento fuori dal piano sia contrastando l'attivazione del cinematismo, sia limitando il livello di danno una volta che il meccanismo si sia attivato.

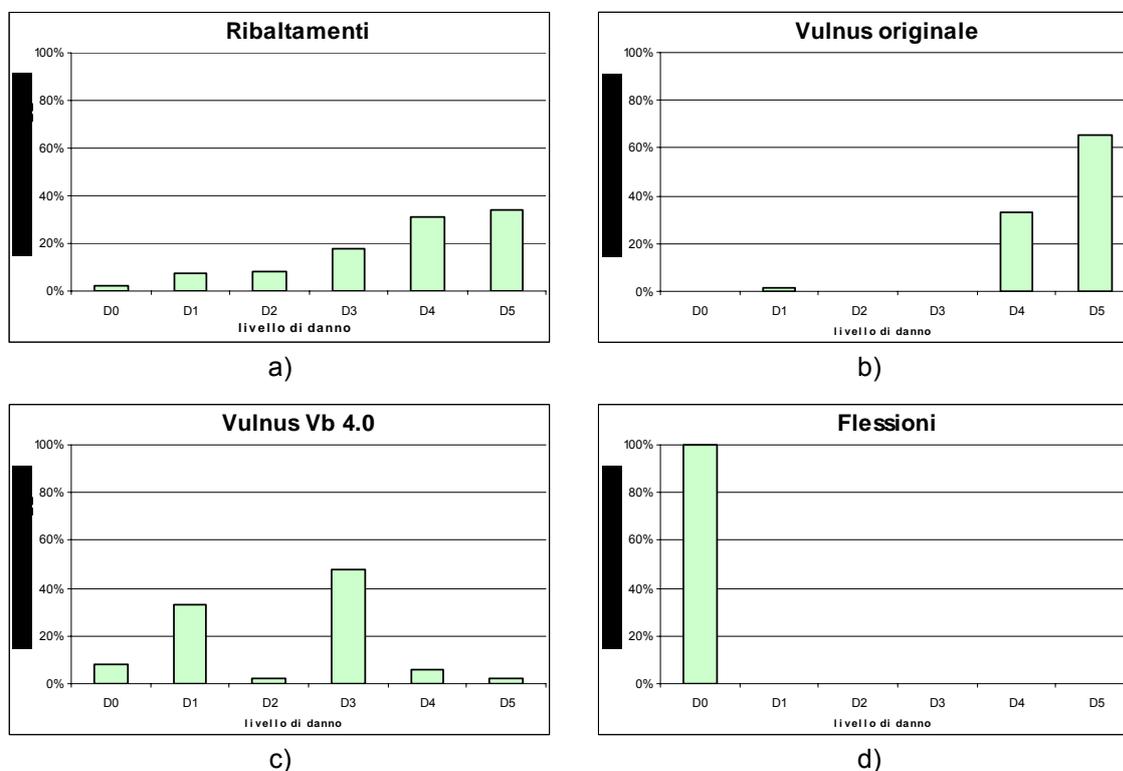


Figura 6.28 - Scenari di danno

I modelli assunti dalla versione aggiornata di Vulnus per la valutazione della resistenza fuori piano mostrano pertanto una buona attendibilità: essi consentono, trascurato il contributo delle forze di contenimento, di effettuare valutazioni cautelative, ottenendo cioè risultati simili a quelli dei corrispondenti meccanismi di ribaltamento di pareti semplicemente appoggiate, oppure, tenendo in considerazione il contributo stabilizzante di tali forze, permettono di svolgere valutazioni più accurate. Confronti di dettaglio sui risultati ottenuti per singoli meccanismi elementari con le due procedure c-Sisma e Vulnus e analisi sul metodo di valutazione dell'indice globale I_2 di resistenza fuori piano, non riportate per brevità in questa sede, hanno confermato la buona compatibilità tra quanto ricavato con c-Sisma, scegliendo e applicando i meccanismi possibili e probabili ai macroelementi più significativi in relazione all'effettiva configurazione delle pareti degli edifici oggetto dello studio, e l'approccio seguito da Vulnus, indicando l'affidabilità di tale procedura nello sviluppo di valutazioni di vulnerabilità di edifici esistenti in muratura, anche in aggregato.

6.5 Implicazioni normative

Come indicato nel § 1.3.3, Le LGBC 2007 hanno individuato tre diversi livelli di approfondimento della valutazione della sicurezza sismica di un manufatto esistente in funzione

delle esigenze e priorità d'intervento. Il livello LV1 (analisi qualitativa e valutazione con modelli meccanici semplificati) rappresenta il metodo più idoneo per valutazioni di vulnerabilità su ampia scala: per questo tipo di valutazione le LGBC 2007 propongono alcuni modelli meccanici semplificati per l'applicazione del metodo alle tipologie e configurazioni più diffuse (palazzi, chiese, torri, ponti in muratura). Tali metodi possono essere utilizzati, nel caso di valutazioni di livello LV2 (valutazioni su singoli macroelementi con meccanismi elementari di collasso, nel caso di interventi locali), per stimare la sicurezza sismica complessiva dell'intera costruzione comunque richiesta dalla normativa.

La tipologia strutturale di palazzi e ville si riferisce a costruzioni con sviluppo planimetrico anche complesso, costituite da un sistema di pareti portanti perimetrali ed interne, disposte secondo diverse direzioni, e da un sistema di orizzontamenti intermedi, che spesso svolgono anche una funzione di collegamento: esiste una evidente analogia con quello che viene genericamente identificato come edificio, nel caso dell'edilizia ordinaria tutelata. La modellazione complessiva, quindi, può essere in genere eseguita con gli stessi modelli globali previsti dalla normativa per gli edifici esistenti in muratura; ciò non esime da una verifica di dettaglio attraverso meccanismi locali di macroelementi strutturali. La validità di ogni specifica indicazione dovrà essere comunque verificata con riferimento alle singolarità del bene in esame.

La metodologia di analisi semplificata (LV1) contenuta nelle LGBC 2007 per palazzi e ville, ha parecchie analogie con il metodo di calcolo denominato VeT (Documento Tecnico "Raccomandazione per la riparazione strutturale degli edifici in muratura", legge regionale Friuli-Venezia-Giulia n. 30 del 20/06/1977): si tratta di un metodo di verifica globale allo stato limite di elasticità, che fa coincidere la crisi con il contemporaneo raggiungimento del limite elastico in tutti i maschi murari sollecitati da forze orizzontali. Questa procedura adotta filosoficamente le stesse schematizzazioni utilizzate dal metodo POR, ma, a differenza di quest'ultimo, non valuta la resistenza a taglio offerta dalle singole pareti parallele alla direzione del sisma, ma la resistenza globale a taglio offerta da tutte le pareti parallele alla direzione del sisma nello stato limite di prima fessurazione, senza tenere conto delle caratteristiche di rigidità. La procedura si basa pertanto sulle seguenti ipotesi:

- l'edificio deve essere regolare in pianta (regolarità nei maschi murari e dei vani);
- i carichi orizzontali dovuti al sisma sono assorbiti dalle pareti parallele alla direzione delle forze, proporzionalmente alle aree dei maschi, ovvero alla loro rigidità tagliente (comportamento a mensole isolate);
- la resistenza della muratura viene determinata in funzione della resistenza tangenziale τ_k , corrispondente alla resistenza tangenziale ultima della muratura in assenza di carichi verticali;
- la crisi si raggiunge contemporaneamente in tutti i maschi per taglio.

Il modello meccanico semplificato fornito dalla LGBC 2007 consente pertanto una valutazione quantitativa dell'accelerazione di collasso che porta al raggiungimento delle condi-

zioni limite per rottura delle pareti nel proprio piano, nell'ambito di un comportamento complessivo del manufatto. La resistenza a taglio dell'edificio viene ottenuta come la minore tra quelle valutate secondo le due direzioni perpendicolari principali, scelte in genere secondo gli assi prevalenti dei muri portanti, e considerando la più piccola in riferimento ai vari livelli dell'edificio.

Con opportuni accorgimenti è possibile effettuare un confronto dei valori ottenuti con la metodologia LV1 e della relazione che il programma di calcolo automatico Vulnus Vb 4.0 utilizza per calcolare gli indici $I1$. In Tabella 6.30 sono riportate le formulazioni utilizzate da Vulnus Vb 4.0 (§ 3.3.1) ed dal metodo meccanico semplificato proposto dalle LGBC 2007 per valutare il rapporto tra il taglio alla base e il peso totale dell'edificio.

Tabella 6.30 - Relazioni utilizzate dalle metodologie

LV1 Palazzi e Ville, LGBC 2007	Vulnus Vb 4.0
$\frac{V}{W} = \frac{F_{SLU}}{M \cdot g} = \frac{\mu_{xi} \cdot A_{xi} \cdot \tau_{di}}{\beta_{xi} \cdot M \cdot g}$	$\frac{V}{W} = I1 = \frac{\left(\frac{f_t}{1.5} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_t}} \cdot F_t \cdot \frac{k_1}{k_2} \right)}{W}$
dove:	dove:
A_{xi} è l'area resistente a taglio dei muri dell'i-esimo piano, posti secondo la direzione x (si considerano anche i pannelli aventi inclinazione α compresa tra $\pm 45^\circ$, considerando un'area efficace ridotta dal coefficiente $\cos \alpha$);	F_t è la superficie totale della muratura in pianta, depurata dai fori, in corrispondenza al piano terra (si considerano anche i pannelli con inclinazione α compresa tra $\pm 45^\circ$, considerando un'area efficace ridotta dal coefficiente $\cos \alpha$);
β_{xi} è un coefficiente di irregolarità in pianta al piano i-esimo, associato all'eccentricità, del baricentro delle rigidezze rispetto al baricentro delle masse, ed alla distanza, tra il baricentro delle rigidezze e la parete in direzione x più esterna;	k_1 è il rapporto tra la superficie dei muri paralleli alla direzione del sisma e la superficie totale F_t ;
μ_{xi} è un coefficiente che considera l'omogeneità di rigidezza e resistenza dei maschi murari;	k_2 è il coefficiente di amplificazione della sollecitazione tangenziale dipendente dagli effetti di eccentricità delle masse rispetto alla distribuzione in pianta dei muri, ovvero dalle disuniformità collegate ai meccanismi di redistribuzione delle forze orizzontali tra le varie pareti;
τ_{di} è il valore di calcolo della resistenza a taglio della muratura nei maschi murari del piano i, calcolata con la formula di Turnsek-Cacovic;	f_t è la resistenza media a trazione della muratura (circa uguale a $1.5 \tau_k$);
M è la massa sismica totale dell'edificio;	W è la forza peso totale dell'edificio;
g è l'accelerazione di gravità.	σ_0 è la tensione media verticale sui muri paralleli alla direzione del sisma calcolata in modo semplificato.

Le formule dipendono dunque dalla superficie totale dei setti resistenti nella direzione specifica (A_{xi} , F_t), dalla resistenza media della muratura a taglio calcolata con la formula di

Turnsek-Cacovic (Turnsek e Cacovic, 1971) e da parametri riduttivi che tengono conto della distribuzione e regolarità dei setti portanti in pianta (β_{xi} e μ_{xi} , k_1 e k_2).

Il livello di valutazione semplificata LV1 per i palazzi e ville si basa su un modello meccanico che fornisce, per edifici regolari in altezza (massa totale dell'edificio distribuita omogeneamente su tutti i piani), una attendibile valutazione globale della risposta sismica, ipotizzando il comportamento scatolare dell'edificio e la risposta delle pareti nel proprio piano: la metodologia, che dovrebbe essere applicata per valutazioni di vulnerabilità sismica a livello territoriale, impone l'adozione di un modello semplificato, che prevede però un buon livello conoscitivo dell'edificio (rilievo geometrico e analisi dei carichi dettagliati). Inoltre, la valutazione globale di resistenza non è del tutto esaustiva nei confronti del comportamento reale di edifici esistenti in muratura: prima dell'instaurarsi di un meccanismo di collasso globale a taglio è molto probabile che si manifestino collassi locali fuori del piano. In effetti le LGBC 2007 affermano la necessità di integrare l'analisi complessiva con valutazioni riguardanti la vulnerabilità del manufatto nei confronti di meccanismi locali di collasso.

A fronte di una richiesta conoscitiva dell'edificio analoga, il programma di calcolo *Vulnus Vb 4.0* permette di arrivare, con una buona rapidità di implementazione, ad una valutazione più completa della vulnerabilità sismica: in effetti, oltre a stimare, attraverso il calcolo dell'indice *I1*, la resistenza nel piano in modo analogo a quanto previsto dal metodo LV1 per i palazzi, consente di ricavare, a partire dagli stessi dati di base, indicazioni sulla resistenza fuori del piano (indice *I2*) e su altre possibili carenze (indice *I3*), tenendo conto in modo semplificato delle possibili interazioni fra i corpi contigui, oltre che giudizi di vulnerabilità sismica di singole unità o di gruppi di edifici espressi in termini linguistici o di valori attesi di danno (cfr. § 3).

6.6 Sviluppi futuri: l'esperienza in Abruzzo a seguito del sisma del 6 Aprile 2009

Il terremoto de L'Aquila del 6 Aprile 2009 ha coinvolto un territorio molto ampio compreso tra L'Aquila, Avezzano, Sulmona e Teramo. In questo terremoto hanno giocato un ruolo importante gli effetti di amplificazione sismica locale: se si analizzano gli effetti macrosismici dei tanti centri nella valle dell'Aterno, si nota immediatamente che borghi gravemente danneggiati (Paganica, Fossa, Sant'Eusanio Forconese, per citarne alcuni) sono vicini ad altri nei quali il danneggiamento è stato lieve: Onna ($I = 9-10$) dista in linea d'aria solo 1500 m da Monticchio ($I = 6$). Nell'ambito del comune di Villa S. Angelo, la distanza tra il capoluogo ($I = 9$) ed il borgo di Tussillo ($I = 8$) è inferiore a 700 m. Anche all'interno dello stesso centro de L'Aquila ci sono zone di evidente concentrazione del danno.

La gravità e l'estensione dei danni che sono stati prodotti dal terremoto sul patrimonio architettonico non ha precedenti nei recenti terremoti, quelli in cui, cioè, è stato possibile sviluppare una efficace e organica azione di protezione civile, soprattutto se si considerano le

dimensioni e l'importanza strategica come capoluogo di regione de L'Aquila (Modena e Binda, 2009).

Proprio a L'Aquila il numero maggiore di vittime si è avuto negli edifici in c.a. (135 contro 52 negli edifici in muratura); fuori de L'Aquila, invece, le vittime in edifici in muratura sono state 97, a fronte di 14 vittime in edifici in c.a. (presenti però in percentuale e con volumetria minori). Il diverso comportamento è da far risalire essenzialmente alla qualità della costruzione e alla presenza di interventi di ristrutturazione non congrui: nel centro storico de L'Aquila sono presenti diversi accorgimenti costruttivi caratteristici della regola dell'arte aquilana (radiciamenti lignei nello spessore murario, capochiave lignei, archi di contrasto, speroni, ecc.); tali accorgimenti sono presenti anche nei centri più piccoli, ma con dettagli meno accurati e materiali di minore qualità (Figura 6.29). Inoltre, L'Aquila appare meglio conservata (molti edifici sono sottoposti a tutela) rispetto ai centri minori, dove sono frequenti manomissioni, ampliamenti, trasformazioni, sopraelevazioni, rifacimenti, ecc. spesso realizzati con materiali e tecniche non compatibili con le strutture originarie o addirittura seguendo principi errati (taglio di catene, ecc. - Figura 6.30).



Figura 6.29 - Accorgimenti della regola dell'arte aquilana: a) catena lignea posta nella mezzeria dello spessore murario che trova riscontro in capochiave metallici (Chiesa di San Biagio d'Amiternum nel Centro Storico de L'Aquila); b) capochiave ligneo di riscontro alla catena della capriata lignea (Chiesa Evangelica nel Centro Storico de L'Aquila).

Per quel che riguarda in particolare i centri storici de l'Aquilano, i tessuti urbani sono caratterizzati da isolati contenuti in dimensione che si sviluppano seguendo l'orografia dei luoghi: sono quindi presenti aggregati paralleli e ortogonali ai pendii e che presentano spesso unità di differente altezza. Gli edifici presentano ancor oggi spiccati caratteri rurali, con piano terra in genere adibito a magazzino o stalla e la casa al piano superiore, con accesso mediante scala esterna. I piani terra presentano spesso volte a botte in pietra e quelli superiori solai lignei, frequentemente sostituiti da solai in putrelle e tavelloni o in putrelle e voltine o da solai in laterocemento; numerosi sono i casi in cui si riscontrano volte laterizie

in foglio, relativamente recenti e molto vulnerabili. Le coperture sono generalmente lignee, in alcuni casi sostituite da strutture in cemento armato (Carocci e Lagomarsino, 2009).



Figura 6.30 - Taglio di catene: i capochiave metallici, esternamente visibili al primo livello, non trovano nessun riscontro interno (Fortezza Spagnola nel Centro Storico de L'Aquila).

L'osservazione delle vulnerabilità e dei danni ricorrenti ha permesso di ritrovare situazioni già note da studi relativi a precedenti eventi sismici: vulnerabilità ricorrenti sono ad esempio l'irregolarità degli elementi portanti, assenza di ammorsamenti, mancanza di incatenamenti e di collegamenti tra orizzontamenti e murature, presenza di solai e coperture molto pesanti, scarsa qualità muraria. Per quel che riguarda quest'ultimo aspetto, la composizione e conformazione intrinseca della muratura, la quale si è spesso presentata disgregata provocando il crollo di intere pareti murarie, è essenzialmente legata alla tipologia costruttiva: i pannelli, spesso di notevole spessore, sono tuttavia realizzati con pietre irregolari di diverse dimensioni disposte in modo irregolare e legate da una malta di scarsa qualità, tale da non garantire un'efficace coesione degli elementi resistenti, anche nel caso degli edifici monumentali (Figura 6.31). In questo senso, un ulteriore elemento di vulnerabilità è rappresentato dalla sequenza costruttiva articolata e non unitaria che spesso caratterizza gli edifici storici. Si sottolinea inoltre come una interpretazione qualitativa della qualità muraria non potrà prescindere da valutazioni quantitative ottenute da campagne sperimentali di indagini in situ per la misura delle proprietà meccaniche.

Le tipologie di danno rilevate hanno sicuramente confermato la validità e l'affidabilità dell'approccio per macroelementi, nei casi in cui gli elementi che compongono la struttura in muratura abbiano manifestato un certo monolitismo, scongiurando l'insorgere di disgregazioni locali. L'approccio per cinematiche locali risulta quindi particolarmente indicato nell'ambito dell'analisi e della verifica sismica degli edifici esistenti: come ricordato nel § 5.2, il Consorzio ReLUIS e il Dipartimento della Protezione Civile hanno messo a di-

sposizione la procedura automatica c-Sima 3.0 nella versione PRO, come supporto ai professionisti impegnati nella progettazione degli interventi di riparazione e ricostruzione delle unità immobiliari temporaneamente e parzialmente inagibili (esiti di agibilità B e C, con riferimento ai giudizi della scheda AeDES – cfr. Figura 2.4 – O.P.C.M. 3779 del 2009) e inagibili o distrutte (esito di agibilità E – O.P.C.M. 3790 del 2009).



Figura 6.31 - Qualità muraria: a) edifici in via Roma nel Centro Storico de L'Aquila; b) Chiesa di San Michele Arcangelo a Celano (AQ); c) Chiesa di San Giovanni a San Demetrio ne' Vestini (AQ)

L'inizio del dibattito sul tema della ricostruzione ha visto la nascita di un Gruppo di Lavoro misto per lo sviluppo delle attività di valutazione della sicurezza sismica e delle strategie di intervento sul patrimonio murario dei centri storici. Tale gruppo di lavoro è costituito da rappresentanti del Dipartimento della Protezione Civile, del Consorzio ReLUIS e del Vice Commissario delegato per il recupero e la tutela del patrimonio culturale.

Le attività del Gruppo di Lavoro sono iniziate prima dell'emanazione delle O.P.C.M. 3820 del 2009 (che all'art. 7 comma 4 prevede la costituzione di consorzi obbligatori di proprietari di singole unità facenti parte di aggregati edilizi in muratura) e 3832 del 2009, ma si inquadrano nel loro ambito, mirando a renderle immediatamente operative, anche anticipando, con proposta autonoma dei proprietari (come previsto all'art. 3, comma 11, dell'O.P.C.M. 3832 del 2009), le scadenze previste per l'individuazione degli aggregati.

I progetti di recupero all'interno dei centri storici, infatti, non potranno che interessare gli aggregati intesi come unità costruttive-strutturali indivisibili (in sostanza isolati delimitati e separati da strade, piazze, cortili, ecc.) e dovranno essere elaborati in modo da non compromettere le possibili soluzioni, i criteri e le regole specifiche (ad esempio diverse perimetrazioni) che potranno essere adottate in futuro nell'ambito di più generali piani di recupero e ricostruzione non ancora definiti. Eventuali progetti pilota di ricostruzione che verranno presentati dai Consorzi potranno essere approvati in deroga.

Oggetto delle attività del Gruppo di Lavoro saranno i seguenti punti:

- studio delle tipologie strutturali e di aggregazione dei centri storici ed esecuzione di rilievi architettonici e geometrici;
- progettazione ed esecuzione di indagini e prove in-situ per la definizione dei dettagli costruttivi ricorrenti e delle caratteristiche meccaniche di elementi strutturali e materiali tipici;
- analisi dei risultati delle precedenti fasi di studio ed impostazione di modelli per le analisi strutturali, le verifiche statiche e le valutazioni della vulnerabilità sismica di porzioni o intere strutture significative dei centri e verifica sismica;
- esame dei risultati delle analisi strutturali condotte con individuazione delle carenze strutturali principali rilevate e delle tecniche di intervento applicabili per il rinforzo e la riduzione della vulnerabilità degli edifici del centro, con corrispondenti valutazioni del relativo impatto sulla sicurezza, sui costi, e sui principi della conservazione;
- predisposizione di linee guida per il recupero dei centri storici a supporto tecnico e ai fini dello sviluppo di piani particolareggiati di recupero.

In tali attività si inserisce perfettamente proprio dalla metodologia di analisi utilizzata in questa tesi e descritta in particolare nel § 2: sono state avviate collaborazioni con il Consorzio denominato “Piazza della Prefettura” che riunisce i proprietari dell’isolato compreso tra Piazza della Prefettura, via San Francesco di Paola e via Alemanni nel centro storico de L’Aquila. Sono stati effettuati i primi rilievi dello stato di fatto pre-sisma, con l’individuazione delle tipologie strutturali, dei materiali e delle connessioni fra elementi costruttivi realizzati in varie epoche, mediante l’analisi delle fonti storiche disponibili; sono state eseguite caratterizzazioni dei materiali, anche con prove in sito (come indicato dalla Circolare 484/2010); è stata svolta un’analisi dettagliata del danno, accompagnata a valutazioni di vulnerabilità sismica svolte con le procedure automatiche Vulnus e c-Sisma.

Altre collaborazioni verranno attivate con alcuni centri storici de L’Aquilano, con le stesse finalità dell’iniziativa in corso per il centro storico de L’Aquila, con gli aggiustamenti ed le eventuali azioni specifiche che si renderanno necessarie per tener conto delle situazioni particolari dei cosiddetti centri storici minori.

Per quanto detto, gli edifici in muratura in aggregato nei centri storici rappresentano in effetti un interessante campo di ricerca ancora del tutto aperto: nella Linea di Ricerca 1 del Progetto ReLUIS 2005-2008, un task era stato riservato specificamente a questo argomento. Come ricordato nel § 1.3.1, la normativa ha fatto per la prima volta riferimento a questa tipologia nell’O.P.C.M. 3431 del 2005, riprendendo poi nel § C8A.3 delle Istruzioni per l’applicazione delle NTC 2008 le istruzioni fornite: le indicazioni sui metodi di analisi di vulnerabilità e verifica sismica sono comunque sommarie ed appare necessario un approfondimento, che permetta di tenere in considerazione il comportamento strutturale d’insieme e i condizionamenti sulle prestazioni dati dalla mutua interazione tra l’unità edilizia da analizzare e quelle circostanti, in relazione alla posizione nell’ambito dell’aggregato ed alla sequenza storica di formazione dello stesso.

Di particolare importanza sono, in questo senso, le classificazioni tipologiche, dei meccanismi di danno e dei fattori specifici di vulnerabilità che possono presentarsi negli edifici in aggregato. La valutazione della sicurezza nei confronti delle azioni sismiche non può però prescindere dal calcolo, effettuabile anche con strumenti semplificati, vista la generale complessità degli edifici in aggregato. Come detto, non sono allo stato presenti, soprattutto per le analisi sismiche globali, metodologie chiare ed affidabili che tengano conto, ad esempio, delle diverse tipologie di aggregato, delle diverse posizioni della cella nello stesso, dei diversi gradi di connessione e delle diverse altezze tra celle adiacenti. Per l'analisi e la verifica dei meccanismi locali è invece possibile fare riferimento ai metodi suggeriti dalla normativa per l'analisi cinematica limite. Anche per quel che riguarda la definizione di indicazioni progettuali per criteri e tecniche di intervento per la riduzione della vulnerabilità, manca per gli aggregati edilizi un approccio sistematico specifico.

Anche in questi ambiti la metodologia di studio illustrata nel § 2 consente di ottenere importanti indicazioni sul comportamento degli edifici in aggregato sia per quel che riguarda la preliminare fase di conoscenza, sia per lo sviluppo di valutazioni preliminari di vulnerabilità, sia per l'individuazione di tecniche di intervento adeguate.

7 CONCLUSIONI

L'analisi di rischio sismico dei Centri Storici è un tema fondamentale, specialmente in Italia: il recente evento sismico avvenuto nell'Aquilano ha posto ancora una volta in evidenza la quantità e la qualità di elementi che rendono i Centri Storici unici dal punto di vista storico, architettonico, monumentale ed artistico; spesso a tali caratteristiche corrisponde però una marcata vulnerabilità strutturale degli edifici che, insieme alle frequenti situazioni di degrado, rende particolarmente difficoltosa la loro protezione, specialmente dove la pericolosità sismica risulta maggiormente elevata..

Volendo affrontare la realtà dei Centri Storici con modelli appropriati, si va incontro ad una grande complessità, dovuta soprattutto al fatto che gli edifici si sono sviluppati in aggregazioni articolate e non unitarie: il ricorso a metodologie basate anche su analisi semplificate e qualitative dell'edificato in muratura risulta pertanto imprescindibile.

La metodologia per valutazioni di vulnerabilità sismica illustrata nella presente tesi, già impostata ed applicata in occasione di precedenti progetti di ricerca, è risultata particolarmente appropriata per le analisi del comportamento di aggregati complessi inseriti in Centri Storici sviluppate in questa sede: l'aggiornamento delle procedure di valutazione speditiva della vulnerabilità basate sull'analisi per macroelementi, gli approfondimenti "meccanici" dei contributi resistenti e le applicazioni realizzate sui tre centri storici scelti come casi di studio (Campi Alto di Norcia, Castelluccio di Norcia e Sulmona) e in particolare sugli aggregati in essi individuati, hanno infatti consentito di ottenere in modo sistematico indicazioni complete e attendibili sul comportamento a fronte di sollecitazioni sismiche.

La fase preliminare di conoscenza è stata sviluppata considerando campioni significativi di edifici nei tre centri storici: sono stati raccolti dati in sito mediante apposite schede, sono state realizzate campagne minime di indagini sperimentali e sono state realizzate, sulla base delle informazioni disponibili analisi storico - tipologiche, strutturali, dei meccanismi di danno e degli interventi pregressi. Tutti gli elementi raccolti hanno consentito di ottenere un quadro approfondito e dettagliato delle vulnerabilità effettive dei manufatti analizzati, che rappresenta un utile riscontro per i risultati ottenuti tramite procedure automatiche.

La metodologia Vulnus è stata aggiornata con riferimento alle richieste della vigente normativa: sono state inoltre riviste e corrette alcune impostazioni relative alla valutazione delle forze di contenimento. Tale procedura costituisce uno strumento molto potente per lo sviluppo di giudizi globali di vulnerabilità e di previsione del danno di edifici isolati o inseriti in nuclei: i dati di base da implementare sono poco più approfonditi di quelli che si possono raccogliere con la scheda G.N.D.T. di II livello, ma i risultati consistono, oltre che in giudizi qualitativi, in calcoli limite di meccanismi di collasso di macroelementi strutturali. Per questi motivi, la procedura Vulnus rappresenta un valido strumento per le valutazioni di livello LV1 (analisi qualitativa e valutazione con modelli meccanici semplificati) richieste dalle LGBC 2007 per analisi di vulnerabilità del patrimonio architettonico su ampia

scala: il confronto con il metodo proposto dalle stesse LGBC 2007 per palazzi e ville ha infatti confermato quanto detto.

L'approccio individuato per la valutazione della resistenza nel piano delle pareti parallele all'azione sismica è stato impostato in termini di capacità di resistenza al sisma: nonostante le approssimazioni effettuate e gli approfondimenti che sarà necessario compiere, ha permesso di ottenere previsioni di comportamento per alcune classi di edifici in muratura, particolarizzate sulle tipologie dell'edificato del centro storico di Sulmona. Il costante riferimento alle classi di vulnerabilità e ai livelli di danno definiti dalla scala macrosismica EMS98 e, quindi, alle misure di vulnerabilità in essa contenute, ha consentito un proficuo confronto con i risultati ottenuti attraverso la procedura Vulnus: il buon accordo dei due metodi rappresenta una conferma della validità dell'approccio seguito da Vulnus.

Anche la procedura c-Sisma è stata aggiornata con riferimento alle richieste delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008): tale strumento aggiornato, nella sua versione PRO, è stato messo a disposizione dei professionisti, da parte del Consorzio ReLUIS e il Dipartimento della Protezione Civile, come supporto alla progettazione degli interventi di riparazione e ricostruzione a seguito dell'evento sismico che ha colpito l'Abruzzo. In effetti, la complessità degli aggregati edilizi presenti nei centri storici rende indispensabile la realizzazione di analisi e verifiche locali. Le informazioni fornite dall'applicazione di c-Sisma ai due centri umbri (Campi e Castelluccio) si sono rivelate esaurienti sia per ricavare una valutazione accurata della resistenza fuori piano delle pareti e, quindi una validazione dei risultati forniti da Vulnus, sia, in generale, per ottenere un giudizio completo e attendibile di vulnerabilità e di sicurezza.

L'applicazione delle procedure proposte ai casi di studio ha confermato un comportamento sismico fragile degli aggregati complessi, soprattutto se confrontato con quanto ottenuto per le tipologie meno complesse: in effetti, gli edifici a schiera di Campi risultano nel complesso meno vulnerabili degli aggregati di Castelluccio e Sulmona. I valori attesi per danno > D2, ottenuti dalle elaborazioni effettuate per i gruppi di edifici considerati nei tre Centri Storici campione, indicano che, in corrispondenza al sisma di riferimento previsto dalla normativa, circa il 40% dei manufatti considerati a Campi, il 65% delle unità analizzate a Castelluccio e il 90% circa degli edifici del campione di Sulmona possono presentare danni gravi. Questi risultati ben si accordano con quanto osservato preliminarmente in merito alla tipologia edilizia degli aggregati edilizi e con il fatto che a Sulmona la percentuale di unità classificate nella classe EMS98 di vulnerabilità B è molto alta (80% circa) e un edificio rientra in classe A mentre a Campi e Castelluccio gli edifici rientrano per lo più in classe meno vulnerabile (C), anche se con entità diverse (la quasi totalità a Campi, circa il 70% a Castelluccio). Le distribuzioni ottenute trovano riscontro in particolare negli scenari di danno risultanti dalle analisi meccanico capacitive per la valutazione dei contributi resistenti nel piano e fuori del piano.

La completezza e l'attendibilità della metodologia e, in particolare, delle procedure di valutazione della vulnerabilità proposte, con specifico riferimento alle applicazioni relative ad edifici in aggregato, le rende particolarmente adatte alle applicazioni che si stanno effettuando nei centri abruzzesi colpiti dai recenti eventi sismici, consentendo di svolgere analisi sistematiche e di ottenere significative indicazioni circa l'efficacia di interventi volti a ridurre la vulnerabilità.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Benedetti D., Petrini V., 1984. *Sulla vulnerabilità sismica degli edifici in muratura: un metodo di valutazione*. L'Industria delle Costruzioni, n.149.
- Benedetti D., Carydis P.G., Pezzoli P., 1998. *Shaking table tests on 24 simple masonry buildings*. Earthquake Engineering and Structural Dynamic, n.27, pp. 67-90.
- Bernardini A., Modena C., 1986. *The vulnerability of masonry buildings typologies in a seismic area*. 8th European Conference on Earthquake Engineering, Lisbon.
- Bernardini A., Modena C., 1987. *Un modello per le analisi di vulnerabilità sismica di gruppi di edifici in muratura*. III Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Roma.
- Bernardini A., Gori R., Modena C., 1988. *Valutazioni di resistenza di nuclei di edifici in muratura per analisi di vulnerabilità sismica*. Università di Padova, Istituto di Scienza delle Costruzioni, Rapporto Interno 2/1988.
- Bernardini A., Gori R., Modena C., 1989. *An application of coupled analytical models and experiential knowledge for seismic vulnerability analyses of masonry buildings*. In A. Kortize (ed.), Engineering aspects of earthquake phenomena, Omega Scientific, Oxon.
- Bernardini A., 1999. *Qualitative and quantitative measures in seismic damage assessment and forecasting of masonry buildings*. In Bernardini A. (ed.), Seismic damage to masonry buildings, Balkema, Rotterdam.
- Bernardini A. (a cura di), 2000. *La vulnerabilità degli edifici: Valutazione a scala nazionale della vulnerabilità degli edifici ordinari*. C.N.R. - G.N.D.T., Roma.
- Bernardini A., 2004. *Classi macrosismiche di vulnerabilità degli edifici in area veneto-friulana*. XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Genova.
- Bernardini A., Valluzzi M.R., Modena C., 2006. *Classificazioni di vulnerabilità sismica di edifici in muratura dal calcolo limite per macroelementi*. In Binda, L. Sicurezza e conservazione degli edifici storici in funzione delle tipologie edilizie, della concezione costruttiva e dei materiali (Workshop MURST 2004-2006), Milano.
- Bernardini A., Giovinazzi S., Lagomarsino S., Parodi S., 2007. *Matrici di probabilità di danno implicite nella scala EMS-98*. XIII Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Pisa.
- Binda L., Gambarotta L., Lagomarsino S., Modena C., 1999. *A multilevel approach to the damage assessment and seismic improvement of masonry buildings in Italy*. In: Bernardini A. (ed.), Seismic damage to masonry buildings, Balkema, Rotterdam.
- Binda L. (a cura di), 2000. *Caratterizzazione delle murature in pietra e mattoni ai fini dell'individuazione di opportune tecniche di riparazione*. C.N.R. - G.N.D.T., Roma.

- Binda L., 2004. *The importance of the investigation for the diagnosis of historic building: application at different scale (centres and single buildings)*. 4th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions, Padova.
- Binda L., Cardani G., Modena C., Valluzzi M.R., Marchetti L., 2004a. *Indagine sulla consistenza dell'edilizia storica, sul danno pregresso e sull'efficacia degli interventi svolta su quattro centri campione in Umbria*. XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Genova.
- Binda L., Saisi A., Modena C., Valluzzi M.R., Marchetti L., 2004b. *Analisi della vulnerabilità sismica di un centro storico umbro e valutazioni sui possibili interventi*. XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Genova.
- Binda L., Cardani G., Saisi A., Valluzzi M.R., 2006. *Vulnerability analysis of the historical buildings in seismic area by a multilevel approach*. Asian journal of civil engineering (building and housing), n.7, pp. 343-357.
- Binda L., Cardani G., Saisi A., Valluzzi M.R., Munari M., Modena C., 2007. *Multilevel Approach to the Vulnerability Analysis of Historic Buildings in Seismic Areas Part 1: Detection of Parameters for Vulnerability Analysis through on Site and laboratory Investigations e Part 2: Analytical Interpretation of Mechanisms for Vulnerability Analysis and Structural Improvement*. Restoration of Buildings and Monuments. n.13.
- Borri A., Avorio A., Cangi G., 1999. *Riparazione e consolidamento degli edifici in muratura*. In Regione dell'Umbria - Gurrieri F. (a cura di), *Manuale per la riabilitazione e la ricostruzione post-sismica degli edifici*, DEI - Tipografia del Genio Civile, Roma.
- Borri A., Avorio A., Corradi M. (a cura di), 2002. *Ricerche per la ricostruzione - Iniziative di carattere tecnico e scientifico a supporto della ricostruzione*. DEI - Tipografia del Genio Civile, Roma.
- Borri A., De Maria A., Piccarreta M., 2004. *Osservazione dei danni negli edifici di aggregazioni storiche dell'Umbria*. XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Genova.
- Borzi B., Crowley H., Pinho R., 2008. *Simplified Pushover-based earthquake loss assessment (SP-BELA) method for masonry buildings*. International Journal of Architectural Heritage, n.2, pp. 353-376.
- Calvi G.M., 1999. *A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings*. Journal of Earthquake Engineering, n.3, pp. 411-438.
- Cardani G., 2003. *La vulnerabilità sismica dei centri storici: il caso di Campi Alto di Norcia. Linee guida per la diagnosi finalizzata alla scelta delle tecniche di intervento per la prevenzione dei danni*. Tesi di dottorato di ricerca, Politecnico di Milano.
- Cardani G., Binda L., Valluzzi M.R., Modena C., 2007. *Indagini conoscitive per lo studio degli aggregati storici: il caso di Castelluccio di Norcia (PG)*. XIII Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Pisa.

- Carocci C.F., Lagomarsino S., 2009. *Gli edifici in muratura nei centri storici dell'Aquilano*. Progettazione Sismica, n. 3-I, pp. 117-131.
- Carta di Atene, 1931. *Carta di Atene per il Restauro dei Monumenti Storici*. I Congresso Internazionale degli architetti e dei tecnici dei monumenti storici, Atene.
- Carta di Venezia, 1964. *International Charter for the Conservation and Restoration of Monuments and Sites*. Venezia.
- Casarin F., 2006. *Structural assessment and seismic vulnerability analysis of a complex historical building*. Tesi di dottorato di ricerca, Università di Trento.
- Cattaneo M., Marcellini A. (a cura di), 2000. *Terremoto dell'Umbria-Marche: analisi della sismicità recente dell'Appennino umbro-marchigiano e microzonazione sismica di Nocera Umbra e Sellano*. C.N.R. - G.N.D.T., Roma.
- Cattari S., Curti E., Giovinazzi S., Lagomarsino S., Parodi S., Penna A., 2004. *Un modello meccanico per l'analisi di vulnerabilità del costruito in muratura a scala urbana*. XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Genova.
- Cherubini A., 2006. *Inventario e Vulnerabilità dei Sistemi Urbani - Analisi di vulnerabilità e rischio sismico delle Reti e dei Sistemi Urbani*. I.N.G.V. - G.N.D.T., Roma.
- Cherubini A., Martinelli A., Milano L., Mannella A., Cherubini F., Antonucci B., Goretti A., Benetti D., Ferlito R., Di Capua G., Peppoloni S., Speranza E., Lagomarsino S., Bernardini A., Parodi S., Binda L., Anzani A., Cardani G., Polese M., Verderame G., Iervolino I., Valluzzi M.R., Munari M., Busolo G., Fistola R., Pascale C., 2009. *Rischio sismico di Sistemi Urbani utilizzando l'analogia delle reti neurali*. XIII Convegno ANIDIS "L'Ingegneria Sismica in Italia", Bologna.
- Chopra A.K., Goel R.K., 1999. *Capacity-Demand-Diagram methods based on inelastic spectrum*. Earthquake Spectra, n.15, pp. 637-656.
- Cifani G., Lemme A., Podestà S. (a cura di), 2005. *Beni monumentali e terremoto: dall'emergenza alla ricostruzione*. DEI - Tipografia del Genio Civile, Roma.
- Cifani G., Corazza L., Martinelli A., Fiorini F., Matticoli B., Petrucci G., 2006. *Una metodologia per la valutazione della vulnerabilità sismica del costruito e gli scenari di rischio in area urbana: applicazione al caso studio del centro storico di Sulmona*. Consiglio Nazionale delle Ricerche, Istituto per le Tecnologie per la Costruzione (sede de L'Aquila), progetto S.I.S.M.A.
- Circolare n. 2174530 del 30/7/1981. *Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma*.
- Circolare n. 617 del 2/2/2009 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008*. G.U. n. 47 del 26/2/09 suppl. ord. n. 27.
- Circolare n. 484 del 5/1/2010 Vice Commissario delegato alle operazioni di soccorso e assistenza alle popolazioni sfollate e per l'accelerazione e la chiusura della prima fase dell'emergenza. *Circolare relativa alle indagini ed alle prove strutturali, geologiche*

e geotecniche a supporto della progettazione di interventi su edifici ed aggregati classificati inagibili (esito E) odistrutti..

- C.N.R.-G.N.D.T., 1993. *Rischio Sismico di Edifici Pubblici*. Tipografia Moderna, Bologna.
- Convenzione I.N.G.V. - D.P.C. Progetto S1, 2004-2006. *Proseguimento della assistenza al D.P.C. per il completamento e la gestione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza P.C.M. 3274 e progettazione di ulteriori sviluppi* (<http://esse1.mi.ingv.it/>). Coordinatore: Carlo Meletti (I.N.G.V.).
- Cosenza E., Manfredi G., 2000. *Indici e misure di danno nella progettazione sismica*. C.N.R. - G.N.D.T., Roma.
- Crowley H., Pinho R., Bommer J.J., 2004. *A probabilistic displacement-based vulnerability assessment procedure for earthquake loss estimation*. Bulletin of Earthquake Engineering, n.2, pp. 173-219.
- Crowley H., Borzi B., Pinho R., Colombi M., Onida M., 2008. *Comparison of two mechanics-based methods for simplified structural analysis in vulnerability assessment*. Advances in Civil Engineering, n.1.
- Curti E., 2007. *Vulnerabilità sismica delle torri campanarie: modelli meccanici e macrosismici*. Tesi di dottorato di ricerca, Università di Genova.
- D'Ayala D., Speranza E., 2001. *A procedure for evaluating the seismic vulnerability of historic buildings at Urban scale based on mechanical parameters*. 2nd International Congress on Studies in Ancient Structures, Istanbul.
- D'Ayala D., Speranza E., 2004. *Un criterio per la formulazione e la calibrazione di curve di fragilità e scenari di danno: il caso di Nocera Umbra (PG)*. XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Genova.
- D'Ayala D., 2005. *Force and displacement based vulnerability assessment for traditional buildings*. Bulletin of Earthquake Engineering, n.3, pp. 235-265.
- Decreto Ministeriale del 16/1/1996. *Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*.
- Decreto Ministeriale del 14/9/2005. *Norme Tecniche per le Costruzioni*.
- Decreto Ministeriale del 14/1/2008. *Norme Tecniche per le Costruzioni*. G.U. n. 29 del 4/2/2008 suppl. ord. n.30.
- Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri - Patrimonio Culturale del 12/10/2007. *Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche e all'applicazione dell'O.P.C.M. n. 3274 del 2003 e successive modifiche e integrazioni*. G.U. n. 24 del 29/1/2008 suppl. ord. n. 25.
- Dogliani F., Moretti A., Petrini V., 1994. *Le chiese e il terremoto*. LINT, Trieste.
- Doherty K.T., Griffith M.C., Lam N., Wilson J., 2002. *Displacement-based seismic analysis for out-of-plane bending of unreinforced masonry walls*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, n.31, pp. 833-850.

- Dolce M., Kappos A., Zuccaro G., Coburn A.W., 1994. *State of the Art Report of W.G. 3 – Seismic Risk and Vulnerability*. 10th European Conference on Earthquake Engineering, Wien.
- EuroCode 8 – ENV 1998-1. *Design of structures for earthquake resistance*.
- Faccioli E., Pessina V. (a cura di), 1999. *The Catania Project: earthquake damage scenarios for a high risk area in the Mediterranean*. C.N.R. - G.N.D.T., Roma.
- Faedo S., 2001. *Analisi della vulnerabilità di edifici in muratura nelle zone colpite dal terremoto umbro-marchigiano del 1997 tramite procedura automatica*. Tesi di Laurea, Relatore prof. ing. Modena C., Correlatrice dott. ing. Valluzzi M.R., Università degli Studi di Padova, Facoltà di Ingegneria, A.A. 2000-2001.
- Fajfar P., 1999. *Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, n.28, pp. 979-993.
- Fajfar P., 2000. *A non linear analysis method for performance-based seismic design*. Earthquake Spectra, n.16, pp. 573-591.
- FEMA, 1999. *HAZUS Earthquake Loss Estimation Methodology. Technical Manual*. Federal Emergency Management Agency U.S.A.
- Ferrini M., Pagliuzzi A., Scarparolo S., Decanini L., 2004. *Valutazione delle carenze strutturali gravi per edifici in muratura*. XI Congresso Nazionale “L’ingegneria Sismica in Italia”, Genova.
- Ferrario C., Francotti S., Germano G., 2008. *Metodologie per la valutazione della vulnerabilità sismica di edifici complessi in muratura, un caso di studio nel centro storico di Sulmona*. Tesi di Laurea, Relatrice prof. arch. Binda L., Correlatrici prof. arch. Anzani A., dott. arch. Cardani G., Politecnico di Milano, Facoltà di Architettura, A.A. 2007-2008.
- Frassine L., Giovinazzi S., 2004. *Basi di dati a confronto nell’analisi di vulnerabilità sismica dell’edilizia residenziale: un’applicazione per la città di Catania*. XI Congresso Nazionale “L’ingegneria Sismica in Italia”, Genova.
- Freeman S.A., Nicoletti J.P., Tyrell J.V., 1975. *Evaluation of existing buildings for seismic risk- A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington*. U.S. National Conference on Earthquake Engineers, Berkeley.
- Freeman S.A., 1978. *Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motion*. Douglas-McHenry International Symposium on Concrete and Concrete Structures, Detroit.
- Garavaglia E., Gianni A., Molina C., 2004. *Ipotesi non stazionarie di intervento per il rafforzamento antisismico delle costruzioni*. XI Congresso Nazionale “L’ingegneria Sismica in Italia”, Genova.
- Giovinazzi S., Lagomarsino S., 2001. *Una metodologia per l’analisi di vulnerabilità sismica del costruito*. X Congresso Nazionale “L’ingegneria Sismica in Italia”, Potenza-Matera.

- Giovinazzi S., Balbi A., Lagomarsino S., 2004. *Un modello di vulnerabilità per gli edifici nei centri storici*. XI Congresso Nazionale “L’ingegneria Sismica in Italia”, Genova.
- Giuffré A., 1991. *Lecture sulla meccanica delle murature storiche*. Edizioni Kappa, Roma.
- Giuffré A., 1993. *Sicurezza e conservazione dei centri storici: il caso Ortigia*. Laterza, Bari.
- Giuffré A., Carocci C., 1999. *Codice di pratica per la sicurezza e la conservazione del centro storico di Palermo*. Laterza, Bari.
- Grunthal G., 1998. *European Macroseismic Scale 1998*. Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, n.15, pp.1-97.
- Guagenti E., Petrini V., 1989. *Il caso delle vecchie costruzioni: verso una nuova legge danni-intensità*. IV Congresso Nazionale “L’ingegneria Sismica in Italia”, Milano.
- Guéguen P., Michel C., LeCorre L., 2007. *A simplified approach for vulnerability assessment in moderate-to-low seismic hazard regions: application to Grenoble (France)*. Bulletin of Earthquake Engineering, n.5, pp. 467-490.
- Heyman J., 1966. *The stone skeleton*. International Journal of Solids and Structures, n.2, pp. 249-279.
- Iervolino I., Fabbrocino G., Manfredi G., 2004. *Un Metodo per la Analisi di Rischio Sismico a Scala Territoriale*. XI Congresso Nazionale “L’ingegneria Sismica in Italia”, Genova.
- Indirli M., Geremei F., Puglisi C., Screpanti A., Bliersch D., Lanzoni L., Lopez Izquierdo N., Milani E., Miglioli M., Simonini G., Munari M., Romanelli F., 2008. *GIS platform on main natural hazards for Valparaiso City (Chile) and vulnerability studies for some historical constructions and urban sectors*. 6th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions. Bath.
- ISCARSAH - International Scientific Committee for Analysis and Restoration of Structures of Architectural Heritage, 2005. *Recommendations for the Analysis, Conservation and Structural Restoration of Architectural Heritage*. ICOMOS, International Council for Monuments and Sites.
- Lagomarsino S., Podestà S., 2005. *Inventario e vulnerabilità del patrimonio monumentale dei parchi dell’Italia centro-meridionale e meridionale, Vol.III - Analisi di vulnerabilità e rischio degli edifici monumentali*. I.N.G.V. - G.N.D.T., L’Aquila.
- Lagomarsino S., Giovinazzi S., 2006. *Macroseismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings*. Bulletin of Earthquake Engineering, n.4, pp. 415-443.
- Liberatore D. (a cura di), 2000. *Progetto Catania. Indagine sulla risposta sismica di due edifici in muratura*. C.N.R. - G.N.D.T., Roma.
- Lourenço P.B., Borst R., Rots J.G., 1997. *A plane stress softening plasticity model for orthotropic materials*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, n.40, pp. 4033-4057.

- Lourenço P.B., Roque J.A., 2006. *Simplified indexes for the seismic vulnerability of ancient masonry buildings*. Construction and Building Materials, n.20, pp. 200-208.
- L.S.U. 1999. *Censimento di Vulnerabilità degli Edifici Pubblici, Strategici e Speciali nelle Regioni Abruzzo, Basilicata, Calabria, Campania, Molise, Puglia e Sicilia - Progetto Lavori Socialmente Utili (D.L. n232 del 14.06.95)*. Coord. Cherubini A. La Ponzina M., Dipartimento della Protezione Civile - GraphicPress s.r.l., L'Aquila.
- L.S.U. 2000. *Censimento di vulnerabilità dell'edilizia corrente dei centri abitati a campione nelle regioni Abruzzo, Basilicata, Calabria, Campania, Molise, Puglia e Sicilia, Progetto per la rilevazione della vulnerabilità del patrimonio edilizio a rischio sismico e di formazione di tecnici per l'attività di prevenzione sismica connessa alle politiche di mitigazione del rischio nelle regioni dell'Italia meridionale*. Coord. Cherubini A. La Ponzina M., Dipartimento della Protezione Civile - CUP s.r.l., Roma.
- Magenes G., Bolognini D., Braggio C. (a cura di), 2000. *Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura*. C.N.R. - G.N.D.T., Roma.
- Mancini A., Mancini B., 2000. *Variante al P.R.G. vigente: per la città consolidata, il centro storico ed il sistema dei servizi. Allegati geologici: relazione illustrativa*. Comune di Sulmona, Provincia dell'Aquila.
- Margottini C., Molin D., Narcisi B., Serva L., 1992. *Intensity versus ground motion: a new approach using italian data*. Engineering Geology, n.33, pp. 45-48.
- Mastrodicasa S., 1993. *Dissesti statici delle strutture edilizie*. Hoepli, Milano.
- Mattiozzo E., 1997. *Sulmona: guida storico-artistica alla città e dintorni*. Carsa Edizioni, Chieti.
- Meletti C., Montaldo V., 2007. *Stime di pericolosità sismica per diverse probabilità di superamento in 50 anni: valori di a_g* . Progetto D.P.C.-I.N.G.V. S1, Deliverable D2, <http://esse1.mi.ingv.it/d2.html>.
- Modena C., Pineschi F., Valluzzi M.R. (a cura di), 2000. *Valutazioni della vulnerabilità sismica di alcune classi di strutture esistenti: sviluppo e valutazione di metodi di rinforzo*. C.N.R. - G.N.D.T., Roma.
- Modena C., Binda L., 2009. *Edilizia storica monumentale. Salvaguardia degli edifici di interesse storico artistico nell'emergenza post-sisma*. Progettazione Sismica, n. 3-I, pp. 107-115.
- Munari M., Valluzzi M.R., Saisi A., Cardani G., Modena C., Binda L., 2009a. *The limit analysis of macro-elements in masonry aggregate buildings as a methodology for the seismic vulnerability classification: an application to umbrian city centers*. 11th Canadian Masonry Symposium, Toronto.
- Munari M., Valluzzi M.R., Modena C., 2009b. *Classificazioni di vulnerabilità sismica dal calcolo limite per macroelementi: applicazione ad aggregati edilizi in muratura in alcuni centri storici umbri*. XIII Convegno ANIDIS "L'Ingegneria Sismica in Italia", Bologna.

- Munari M., Valluzzi M.R., Cardani G., Anzani A., Binda L., Modena C., 2010a. *Seismic vulnerability analyses of masonry aggregate buildings in the historical centre of Sulmona (Italy)*. 13th International Conference on Structural Faults and Repair. Edinburgh. (articolo accettato)
- Munari M., Busolo G., Valluzzi M.R., 2010b. *Mechanical analysis for the assessment of the seismic capacity of masonry buildings' classes in the city centre of Sulmona (Italy)*. 7th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions, Shanghai. (articolo accettato)
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/3/2003. *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3431 del 3/5/2005. *Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274*.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3779 del 6/6/2009. *Ulteriori interventi diretti a fronteggiare gli eventi sismici verificatisi nella regione Abruzzo il giorno 6 Aprile 2009 e altre disposizioni di protezione civile*.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3790 del 9/7/2009. *Ulteriori interventi diretti a fronteggiare gli eventi sismici verificatisi nella regione Abruzzo il giorno 6 Aprile 2009 e altre disposizioni di protezione civile*.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3820 del 12/11/2009. *Ulteriori interventi diretti a fronteggiare gli eventi sismici verificatisi nella regione Abruzzo il giorno 6 Aprile 2009 e altre disposizioni di protezione civile*.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3832 del 22/12/2009. *Ulteriori interventi diretti a fronteggiare gli eventi sismici verificatisi nella regione Abruzzo il giorno 6 Aprile 2009 e altre disposizioni di protezione civile*.
- Pizzuti L., 2005. *Vulnerabilità sismica dell'edilizia in muratura veneta*. Tesi di Laurea, Relatore prof. ing. Bernardini A., Correlatrice dott. ing. Valluzzi M.R., Università degli Studi di Padova, Facoltà di Ingegneria, A.A. 2004-2005.
- Rebez, A., Slejko D., 2004. *Relazioni di conversione fra PGA e intensità*. Osservatorio Geofisico Sperimentale, Trieste. pp. 1-7.
- Regione Molise-G.N.D.T., 2001. *Mitigazione del rischio sismico dei centri storici e degli edifici di culto dell'area del Matese nella Regione Molise*. CD-ROM.
- Regione Toscana, 2004. *Criteri per l'esecuzione delle indagini, la compilazione della scheda di vulnerabilità II livello GNDT/CNR e la redazione della relazione tecnica*. In Regione Toscana (AA.VV.), *Programma regionale vulnerabilità sismica edifici in muratura (VSM): indagini di vulnerabilità sismica, valutazione e interventi su edifici in muratura e valutazione delle carenze strutturali gravi di edifici in muratura*.

- Restrepo-Vélez L.F., 2003. *A simplified mechanic-based procedure for seismic risk assessment of unreinforced masonry buildings*. Individual study, ROSE School, Pavia.
- Restrepo-Vélez L.F., Magenes G., 2004a. *A Mechanics-Based Procedure for the Seismic Risk Assessment of Masonry Buildings at Urban Scale*. XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Genova.
- Restrepo-Vélez L.F., Magenes G., 2004b. *Experimental testing in support of a mechanics-based procedure for the seismic risk evaluation of unreinforced masonry buildings*. 4th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions, Padova.
- RILEM TF2 TC121-DRG, 1993. *Disaster Planning, Structural Assessment, Demolition and Recycling*. De Pauw C. e Lauritzen E.K. ed., E&FN Spon, Londra.
- Stucchi et al., 2007. *DBMI04, il database delle osservazioni macrosismiche dei terremoti italiani utilizzate per la compilazione del catalogo parametrico CPTI04* (<http://emidius.mi.ingv.it/DBMI04/>). Quaderni di Geofisica, n.49, p. 38.
- Tomažević M., 1999. *Correlation between damage and seismic resistance of masonry walls and buildings*. n Bernardini A. (ed.), *Seismic damage to masonry buildings*, Balkema, Rotterdam.
- Turnsek V., Cacovic F., 1971. *Some experimental results on the strength of brick masonry walls*. 2nd International Brick Masonry Conference, Stoke on Trent.
- Valluzzi M.R., Michielon E., Modena C., Binda L., 2001. *Modellazione del comportamento di edifici in muratura sotto azioni sismiche: l'esperienza Umbria-Marche*. X Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Potenza-Matera.
- Valluzzi M.R., Cardani G., Binda L., Modena C., 2004a. *Analysis of the seismic vulnerability of masonry buildings in historical centres and intervention proposals*. 6th International Symposium on the Conservation of Monuments in the Mediterranean Basin, Lisbona.
- Valluzzi M.R., Cardani G., Binda L., Modena C., 2004b. *Seismic vulnerability methods for masonry buildings in historical centres: validation and application for prediction analyses and intervention proposals*. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver.
- Valluzzi M.R., Cardani G., Saisi A., Binda L., Modena C., 2005a. *Study of the seismic vulnerability of complex masonry buildings*. 9th International Conference on Structural Studies, Repairs and Maintenance of Heritage Architecture, Malta.
- Valluzzi M.R., Bernardini A., Modena C., 2005b. *Seismic vulnerability assessment and structural improvement proposals for the building typologies of the historic centers of Vittorio Veneto (Italy)*. 9th International Conference on Structural Studies, Repairs and Maintenance of Heritage Architecture, Malta.

- Valluzzi M.R., Munari M., Modena C., 2006. *Analisi di aggregati complessi per valutazioni di vulnerabilità sismica: il caso di Castelluccio di Norcia*. In Binda, L. Sicurezza e conservazione degli edifici storici in funzione delle tipologie edilizie, della concezione costruttiva e dei materiali (Workshop MURST 2004-2006), Milano.
- Valluzzi M.R., Munari M., Modena C., Cardani G., Binda L., 2007. *Analisi di vulnerabilità sismica degli aggregati storici: il caso di Castelluccio di Norcia*. XII Congresso Nazionale “L’Ingegneria Sismica in Italia”, Pisa.
- Valluzzi M.R., Munari M., Cardani G., Saisi A., Binda L., Modena C., 2009. *Aggiornamento della vulnerabilità sismica del centro storico di Campi Alto di Norcia (PG)*. XIII Convegno ANIDIS “L’Ingegneria Sismica in Italia”, Bologna.
- Zanardo G., 1998. *Modelli sperimentali e numerici di comportamento sismico di edifici in muratura*. Tesi di Laurea, Relatori proff. ingg. Bernardini A. e Modena C., Correlatore dott. ing. Zonta D., Università degli Studi di Padova, Facoltà di Ingegneria, A.A. 1997-98
- Zanette E., 2000. *Analisi di vulnerabilità dell’edilizia storica nelle zone colpite dal terremoto umbro-marchigiano del 1997*. Tesi di Laurea, Relatore prof. ing. Modena C., Correlatrice dott. ing. Valluzzi M.R., Università degli Studi di Padova, Facoltà di Ingegneria, A.A. 1999-2000.
- Zenere M., 2001. *Procedura automatica per l’analisi della vulnerabilità di edifici esistenti in muratura mediante l’applicazione di modelli cinematici elementari*. Tesi di Laurea, Relatore prof. ing. Modena C., Correlatrice dott. ing. Valluzzi M.R., Università degli Studi di Padova, Facoltà di Ingegneria, A.A. 2000-2001.
- Zuccaro G., 2004. *Inventario e vulnerabilità del patrimonio edilizio residenziale del territorio nazionale, mappe di rischio e perdite socio – economiche*. I.N.G.V. - G.N.D.T., Napoli.

