



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
DI PADOVA

Sede Amministrativa: Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale

SCUOLA DI DOTTORATO DI RICERCA:

Scienze dell'Ingegneria Civile ed Ambientale

CICLO: XXVIII

**SVILUPPO DI METODOLOGIE  
PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA  
DI EDIFICI STRATEGICI E RILEVANTI ED APPLICAZIONE AL  
PATRIMONIO EDILIZIO DELL'UNIVERSITÀ DI PADOVA**

**Direttore della Scuola:** Ch.mo Prof. Stefano Lanzoni

**Supervisore:** Ch.mo Prof. Claudio Modena

**Co-supervisore:** Ch.ma Prof. Francesca da Porto

**Controrelatore:** Ch.mo Prof. Andrea Prota

**Dottorando :** Michele Fava





*alla mia famiglia  
Claudia, Marika e Silvano*



## SOMMARIO

Lo sviluppo di strategie di riduzione del rischio sismico, vista l'elevata vulnerabilità che caratterizza gran parte dell'edilizia storica esistente, richiede l'adozione di opportuni strumenti utili alla valutazione della sicurezza e del comportamento strutturale. Le analisi di vulnerabilità sismica per un vasto patrimonio storico possono essere condotte investendo diversi livelli e metodologie di analisi, e adottando approcci multi scala che permettano di individuare gli aspetti comuni tra il comportamento del singolo edificio e la vulnerabilità su scala territoriale. La valutazione della vulnerabilità, pertanto, deve prendere in considerazione tutti quegli aspetti che contribuiscono alla variazione del comportamento sismico degli edifici coinvolgendo sia il contesto edificato sia il costruito storico in generale.

L'adozione di approcci semplificati rappresenta il punto di riferimento nella valutazione di un vasto patrimonio: consentono di individuare i caratteri generali del costruito definendo una linea di indirizzo delle priorità da seguire, successivamente, attraverso analisi di dettaglio su singoli manufatti e su tipologie edilizie rappresentative.

La valutazione della vulnerabilità richiede l'utilizzo di una strumentazione rigorosa, tuttavia facilmente applicabile su macro scala. Solo una scrupolosa raccolta di informazioni e l'attenta formulazione di un preliminare giudizio sul livello di rischio sismico consente di pianificare le priorità per l'esecuzione di interventi preventivi di miglioramento sismico per la mitigazione del rischio. Importante, quindi, la classificazione dei diversi edifici attraverso la definizione di parametri fisico-meccanici caratterizzanti le differenti strutture presenti ed identificabili in maniera speditiva. Tali parametri consentono di rappresentare l'intero patrimonio edilizio in classi tipologiche secondo le principali variabili rappresentative del contesto insediativo, delle caratteristiche geometriche, delle tipologie edilizie e strutturali.

Oggetto del lavoro di ricerca è il patrimonio edilizio storico dell'Ateneo di Padova: composto da edifici di differenti caratteristiche strutturali rappresenta un significativo campione delle opere costruttive presenti nel contesto della città di Padova. L'attenzione è posta sui complessi storici in muratura: generalmente più vulnerabili essendo stati costruiti o hanno subito interventi successivi in assenza di normative antisismiche.

L'obiettivo prevede l'adozione di un percorso metodologico che consenta, a partire da uno studio semplificato di tutti gli edifici, di definire i livelli di analisi e di intervento, ordinando le diverse strutture sulla caratterizzazione dei fattori di rischio sismico: in particolare per quanto riguarda la vulnerabilità, la sicurezza strutturale e la sicurezza degli utenti degli edifici stessi. Il criterio definito focalizza l'attenzione sull'identificazione delle caratteristiche dell'edificato e nella definizione di opportuni modelli che permettano di valutare il danno e il danneggiamento al manifestarsi di un evento sismico di varia intensità. La procedura di lavoro seguita prevede, dopo un inquadramento generale del patrimonio analizzato, la valutazione della vulnerabilità sismica per tipologie edilizie attraverso analisi del comportamento locale per meccanismi di collasso e globale nel piano per la formulazione di scenari di danno.

## SUMMARY

Given the high level of seismic vulnerability that determines the majority of existing buildings, the development of strategies for the reduction of seismic risk requires the adoption of appropriate instruments in order to assess seismic safety and structural behaviour. The assessments of seismic vulnerability for a vast historical heritage can be conducted according to different levels, methods of analysis and multi-scale methodologies: such approaches allow the identification of the common aspects of the buildings' behaviour and the vulnerability on a territorial scale. The vulnerability assessment must therefore take into account all the aspects that contribute to a change in the seismic behaviour of the buildings, by considering both the buildings' context and the historical buildings in general.

The adoption of simplified methods is the reference approach for the evaluation of a vast building heritage: such methods allow the identification of the buildings' fundamental characteristics by highlighting which aspects are to later prioritise through detailed analyses of the single structures and the representative building typologies.

The vulnerability assessment requires the use of a rigorous instrumentation, however easily applicable on macro-scale (territorial scale). Only a thorough collection of information and the careful formulation of a preliminary judgment on the level of seismic risk allow the planning of priorities for the implementation of preventative seismic improvement intervention for the mitigation of seismic risk. It is therefore fundamental the classification of different buildings through the definition of physical and mechanical parameters that characterise the different structures and that are easily recognisable. Such parameters allow the grouping of the architectural heritage into typological classes: according to the main representative variables of the urban settlement, according to the geometric characteristics and according to the structural and construction typologies.

The subject of the research is the historical buildings heritage of the University of Padova: it is composed of buildings with different structural characteristics and represents a significant sample of the constructive works within the urban context of Padova. The focus was mainly on historical masonry constructions, which are generally more vulnerable, having been built or later modified through structural interventions that did not follow anti-seismic regulations

The aim of the research envisages the adoption of a methodological approach, starting from a simplified evaluation of the buildings, which allows the definition of the levels of analyses and interventions by putting in order the different structures on the characterisation of the seismic risk factors (the seismic vulnerability, the structural safety and the personal safety of users). The defined criterion focuses on the identification of the buildings' characteristics and on the definition of appropriate models in order to assess the damages on the occurrence of an earthquake of varying intensity. The adopted working procedure, after a general overview of the heritage analysed, defines the seismic vulnerability assessment for masonry building typologies through a behavioural analysis of local collapse mechanisms and a global analysis for the formulation of damage scenarios.

## **FINALITÀ E SVILUPPO DELLA TESI**

Con la finalità di identificazione della vulnerabilità sismica del patrimonio storico in muratura dell'Ateneo di Padova, lo studio è stato programmato su più fasi che hanno interessato:

### **FASE 1: analisi semplificate per rapide stime a livello territoriale, predisposizione del database degli edifici per la definizione delle caratteristiche e delle condizioni degli stessi.**

Fase caratterizzata dall'identificazione delle tipologie edilizie presenti sull'intero patrimonio ed individuazione dei casi rappresentativi (definiti opere master). Tale fase ha previsto la raccolta dei dati e delle informazioni più rilevanti secondo i parametri e le variabili ritenute più influenti nella risposta sismica: rilievo geometrico e strutturale, analisi dell'evoluzione storica e degli interventi strutturali subiti, rilievo delle condizioni sullo stato di fatto e della presenza di degrado. Vista l'estensione del patrimonio analizzato, si è reso necessario individuare opportune modalità di riduzione dei tempi di acquisizione delle informazioni attraverso la redazione di schede speditive per l'analisi del patrimonio e compatibili con le caratteristiche del costruito. Le schede utilizzate, opportunamente calibrate sulla base delle peculiarità del costruito oggetto di studio, presentano vari livelli di approfondimento. Nella fase di raccolta dei dati relativi all'evoluzione storica, inoltre, è risultata importante la valutazione delle informazioni sullo stato di fatto e (se presente) di dissesto e/o degrado. La fase di analisi visiva, infatti, non può prescindere dal riconoscimento e dalla caratterizzazione degli elementi costituenti (tecnologie costruttive e strutturali).

### **FASE 2: determinazione del livello di efficienza delle classi di strutture individuate in base alla valutazione di vulnerabilità dei singoli manufatti e di analisi parametriche (opere master).**

Dall'elaborazione dei dati statistici raccolti nel corso della fase 1 sono state individuate le tipologie ricorrenti e rappresentative del patrimonio: per ognuna di esse sono stati selezionati degli edifici di riferimento. Su tali edifici, definiti opere master, sono state condotte nel dettaglio analisi dei meccanismi locali di collasso e del comportamento globale per consentire la valutazione di vulnerabilità caratteristica di ogni tipologia edilizia.

### **FASE 3: creazione di scenari di danno che consentono di definire necessità, entità e tipologie degli interventi nell'ambito del piano di gestione e manutenzione.**

Fase che si sviluppa attraverso l'estensione delle analisi delle fasi precedenti: è fornito un giudizio di vulnerabilità e di stima di scenari di danno per la valutazione di un piano di operatività nella gestione del patrimonio edilizio. Tale giudizio permetterà di definire una scala di priorità evidenziando i manufatti che presentano maggiore rischio sismico. Inoltre, vista l'elevata difficoltà nell'operatività che caratterizza un sistema edilizio complesso come quello analizzato, questa fase prevede l'interoperabilità delle informazioni di analisi con altre fonti (informazioni su manutenzione e gestione, ad esempio) per l'ottimizzazione delle valutazioni di vulnerabilità e dei costi di gestione degli stessi: la finalità è quella di trovare un efficace compromesso tra la salvaguardia dell'incolumità degli utenti e i vincoli a cui l'edificio è soggetto.

Il lavoro di tesi si articola su 7 capitoli seguendo il percorso a tre fasi precedentemente descritto: lo scopo dei primi due capitoli è quello di evidenziare gli aspetti metodologici più importanti nelle analisi di vulnerabilità contestualizzando lo sviluppo di tutto il lavoro svolto; i capitoli successivi illustrano il percorso di analisi e di formulazione della vulnerabilità per la valutazione e la gestione del patrimonio edilizio dell'Ateneo di Padova.

Il **Capitolo 1** introduce la tematica dell'analisi delle costruzioni esistenti e del patrimonio culturale: sono descritte le peculiarità e gli aspetti che caratterizzano le principali metodologie utilizzabili nella valutazione della vulnerabilità sismica. Sono inoltre riportate le principali fonti normative di riferimento adottate nelle successive analisi condotte. Visto l'oggetto di studio vengono riportati, inoltre, approfondimenti su alcuni aspetti normativi per la prevenzione sismica di edifici pubblici.

Il **Capitolo 2** presenta nel dettaglio la prima fase del lavoro svolto: inizialmente viene presentato l'oggetto di studio evidenziando gli aspetti principali e tutti gli elementi che lo caratterizzano. È quindi illustrata la metodologia adottata per l'acquisizione dei dati tipologici e caratterizzanti il patrimonio dell'Ateneo di Padova: definizione degli strumenti schedografici utilizzati, raccolta dei dati ed elaborazione degli stessi per la caratterizzazione del costruito e delle tipologie edilizie presenti (parametri e variabili ricorrenti), ed individuazione delle opere master di riferimento su cui svolgere le successive analisi di dettaglio. Il Capitolo 3 si conclude illustrando gli aspetti metodologici e operativi necessari a condurre le analisi di vulnerabilità sismica locale e globale per edifici in muratura.

Il **Capitolo 3** illustra il percorso adottato nella valutazione della vulnerabilità sismica locale attraverso l'analisi di meccanismi locali di collasso dei singoli macroelementi. Dopo una generale introduzione sui concetti principali e sulle modalità di esecuzione delle analisi sono presentati i risultati ottenuti sul campione di edifici (opere master) analizzati: vengono evidenziate le peculiarità e le criticità delle diverse configurazioni identificate nel corso della fase conoscitiva del costruito. Sono condotte le verifiche di sicurezza, secondo la vigente normativa, e valutata la capacità locale attraverso l'individuazione di livelli di danno al variare della domanda sismica: per ogni configurazione è confrontata l'influenza dei parametri e delle variabili che entrano in gioco nella capacità e risposta locale. Il capitolo si conclude con delle osservazioni propedeutiche alla successiva costruzione delle curve di fragilità.

Il **Capitolo 4** illustra il percorso adottato nella valutazione della vulnerabilità sismica globale attraverso analisi statiche non-lineari. Dopo una generale introduzione sui concetti e sulle modalità di esecuzione delle analisi sono presentati i risultati ottenuti sulle opere master. Rispetto alle precedenti analisi locali in cui il meccanismo è valutato con riferimento alla configurazione locale (intesa come dettaglio costruttivo), in questo caso le analisi globali raggruppano le opere per tipologie secondo parametri riguardanti l'insediamento urbano, aspetti geometrici e strutturali. Sono condotte le verifiche di sicurezza, secondo la vigente normativa, e valutata la capacità globale attraverso l'individuazione di livelli di danno al variare della domanda sismica. Analogamente al precedente, il capitolo termina con delle osservazioni propedeutiche alla successiva costruzione delle curve di fragilità.

Il **Capitolo 5** ha lo scopo di illustrare le valutazioni e i risultati ottenuti nei precedenti capitoli attraverso la costruzione di curve di fragilità. Dopo una breve introduzione sulla modalità di costruzione delle curve di fragilità vengono espone e commentate le curve ottenute dalle analisi di vulnerabilità sismica locale e globale.

Il **Capitolo 6** prevede, a partire dalle osservazioni e dai risultati riscontrati nei precedenti capitoli di analisi, il confronto di scenari di danno: con riferimento alle valutazioni condotte sulle opere master l'obiettivo è quello di evidenziare le peculiarità e le criticità che caratterizzano il patrimonio edilizio considerato. Nella valutazione degli scenari di danno si evidenzieranno le tipologie edilizie più vulnerabili definendo una scala di priorità.

Il **Capitolo 7**, conclusivo, prende spunto dai capitoli precedenti per indicare delle disposizioni di riferimento su come agire nella gestione e nel coordinamento di un vasto patrimonio edilizio secondo aspetti di manutenzione programmata ed interventi. Le osservazioni coinvolgeranno sia aspetti derivanti dal calcolo e dalle analisi svolte (aspetti strutturali), sia aspetti non strutturali ma legati alla definizione del rischio sismico.

## **RINGRAZIAMENTI**

Desidero ringraziare i proff. Claudio Modena e Francesca da Porto per avermi dato l'opportunità di far parte del loro gruppo e di collaborare a numerose importanti esperienze di ricerca. La passione per la ricerca trasmessa, il supporto e i loro consigli sono stati importanti punti di riferimento per questo lavoro.

Il lavoro di ricerca è stato possibile grazie al finanziamento di una borsa di dottorato di ricerca da parte dell'area Edilizia, Patrimonio Immobiliare e Acquisti dell'Università di Padova. All'ing. Ravazzolo, all'arch. D'Este e a tutti i collaboratori del Servizio Progettazione e Sviluppo Edilizio un sentito ringraziamento per la disponibilità, la professionalità e la collaborazione prestata nelle varie fasi della ricerca condotte.

Un ringraziamento particolare va a Marco per la sempre paziente disponibilità, per i preziosi consigli e per il sostegno in questi tre anni di ricerca. Ogni confronto insieme a lui è stato un momento di crescita e un importante passo per raggiungere questo traguardo.

Ringrazio la prof. Maria Rosa Valluzzi e tutti gli studenti che in questi tre anni hanno fornito un importante contributo a supporto delle attività della presente tesi.

Un ringraziamento a tutto il gruppo di ricerca del prof. Claudio Modena con cui ho condiviso questi tre anni di dottorato e molte importanti esperienze. A molti di loro, amici e non solo colleghi, un ringraziamento per l'aiuto, il supporto e la condivisione di innumerevoli momenti passati insieme.

Un pensiero a nonno Orfeo per la fiducia, l'energia e l'affetto trasmesso in ogni momento trascorso insieme.

Infine un immenso ringraziamento va alla mia famiglia, che mi ha sempre incoraggiato, accompagnato e sostenuto passo dopo passo in ogni importante traguardo raggiunto. Questo, come tanti altri, è soprattutto merito loro.



## INDICE

SOMMARIO .....	5
SUMMARY .....	6
FINALITÀ E SVILUPPO DELLA TESI.....	7
RINGRAZIAMENTI .....	10
INDICE.....	11
1 INTRODUZIONE.....	15
1.1. Inquadramento generale.....	15
1.2. Il rischio sismico.....	15
1.2.1. La valutazione della vulnerabilità sismica .....	17
1.2.1.1. Metodi empirici per la valutazione della vulnerabilità.....	18
1.2.1.2. Metodi meccanici per la valutazione della vulnerabilità.....	20
1.2.1.3. Metodi basati sul giudizio di esperti per la valutazione della vulnerabilità .....	21
1.2.1.4. Elaborazione degli scenari di danno.....	23
1.3. La Normativa .....	24
1.3.1. Norme Tecniche per le costruzioni: Costruzioni esistenti.....	24
1.3.1.1. Definizione degli Stati Limite.....	25
1.3.1.2. Livelli di Conoscenza e Fattori di Confidenza .....	25
1.3.1.3. Valutazione della sicurezza.....	27
1.3.1.4. Classificazione e criteri degli interventi.....	28
1.3.1.5. Aggregati edilizi .....	29
1.3.2. Direttiva per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale .....	30
1.3.2.1. Definizione degli Stati Limite.....	30
1.3.2.2. Conoscenza del manufatto.....	31
1.3.2.3. Livelli di Valutazione della sicurezza sismica .....	32
1.3.2.4. Criteri per il miglioramento sismico .....	34
1.3.3. Principali aspetti normativi nella prevenzione sismica su edifici pubblici .....	36
2. PERCORSO PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA.....	39
2.1. Il caso studio: patrimonio edilizio storico dell'Università di Padova.....	39
2.2. Evoluzione storica.....	39
2.2.1. Sismicità nel territorio di Padova .....	42
2.3. Acquisizione dei dati tipologici su edifici isolati e in aggregato esistenti.....	45

2.3.1.	Strumenti schedografici di supporto .....	46
2.4.	Schedature preliminari di raccolta dei dati tipologici .....	51
2.4.1.	Aggregazione ed elaborazione dei dati ed individuazione delle criticità .....	57
2.4.2.	Riepilogo dei dati statistici rilevati .....	62
2.4.3.	Opere master di riferimento per la valutazione della vulnerabilità sismica .....	65
2.5.	Procedura per l'esecuzione delle verifiche sismiche del patrimonio culturale.....	75
2.5.1.	Fase conoscitiva del manufatto.....	75
2.5.2.	Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica .....	76
2.5.2.1.	Proprietà meccaniche dei materiali.....	77
2.5.2.2.	Analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale con indicazione dei danni .....	78
2.5.2.3.	Valutazione della sicurezza strutturale .....	79
2.5.3.	Scheda di sintesi della verifica sismica .....	79
2.6.	Comportamento al sisma per edifici in muratura .....	82
2.6.1.	Tipologia degli elementi strutturali orizzontali .....	84
3.	ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO .....	91
3.1.	Individuazione delle criticità nella risposta della struttura .....	91
3.1.1.	Meccanismi di danno di primo e secondo modo .....	93
3.1.2.	Determinazione del coefficiente di attivazione per meccanismi di primo modo .....	97
3.1.2.1.	Ribaltamento semplice di pareti monolitiche sovrapposte e mal collegate al muro di spina ... .....	99
3.1.2.2.	Flessione verticale di parete monolitica su un piano .....	100
3.1.2.3.	Flessione verticale di pareti monolitiche su due piani .....	102
3.1.2.4.	Meccanismo di ribaltamento per una parete connessa alla muratura ortogonale .....	103
3.1.2.5.	Meccanismo di ribaltamento per una parete trattenuta superiormente da cordolo.....	104
3.1.2.6.	Meccanismo di resistenza statica della parete a tessitura regolare .....	105
3.2.	Verifica dei meccanismi locali di collasso .....	107
3.2.1.	Verifiche analisi cinematica lineare.....	110
3.2.2.	Verifiche analisi cinematica non-lineare .....	110
3.2.3.	Individuazione dei livelli di danno per l'analisi locale .....	112
3.3.	Valutazione della capacità locale .....	114
3.3.1.	Costruzione delle curve di capacità.....	119
3.3.2.	Valutazione e confronto tra i livelli di danno adottati nell'analisi locale .....	121
3.4.	Osservazioni conclusive sull'analisi del comportamento locale.....	126
4.	ANALISI DEL COMPORTAMENTO GLOBALE.....	129
4.1.	Classi tipologiche del costruito.....	130

4.1.1.	Definizione delle tipologie edilizie del costruito individuate .....	131
4.2.	Valutazione della capacità globale .....	140
4.2.1.	Individuazione dei livelli di danno per l'analisi globale.....	145
4.2.2.	Valutazione e confronto tra i livelli di danno adottati nell'analisi globale.....	147
4.2.3.	Individuazione del danno al superamento delle soglie di SLD e SLU .....	152
4.3.	Osservazioni conclusive sull'analisi del comportamento globale .....	155
5.	ANALISI DI VULNERABILITÀ SISMICA MEDIANTE CURVE DI FRAGILITÀ .....	158
5.1.	Procedura per la costruzione di curve di fragilità .....	159
5.2.	Curve di fragilità dall'analisi locale .....	161
5.2.1.	Curve di fragilità per meccanismi semplici di I modo.....	162
5.2.1.1.	Ribaltamento semplice con orizzontamento pesante.....	163
5.2.1.2.	Ribaltamento semplice con orizzontamento leggero .....	165
5.2.1.3.	Flessione semplice con orizzontamento pesante.....	166
5.2.2.	Curve di fragilità per meccanismi con forze di contenimento di I modo .....	166
5.2.2.1.	Ribaltamento con formazione di cuneo .....	167
5.2.2.2.	Ribaltamento con cordolo a tutto spessore .....	167
5.2.2.3.	Ribaltamento con cordolo in breccia .....	168
5.2.2.4.	Ribaltamento con ammorsamento trasversale.....	168
5.2.3.	Confronto delle curve di fragilità dell'analisi locale .....	169
5.3.	Curve di fragilità dall'analisi globale.....	171
5.3.1.	Curve di fragilità per tipologie.....	172
5.3.1.1.	Tipologie con insediamento isolato .....	173
5.3.1.2.	Tipologie con insediamento in aggregato .....	175
5.3.2.	Confronto delle curve di fragilità dell'analisi globale.....	176
5.3.3.	Osservazioni conclusive sulle curve di fragilità .....	179
6.	DEFINIZIONE DEGLI SCENARI DI DANNO .....	181
6.1.	Criteri generali per la creazione di scenari di danno a seguito di eventi sismici.....	181
6.2.	Valutazione di scenari di danno per il patrimonio edilizio analizzato.....	182
6.2.1.	Scenari di danno per vulnerabilità locali .....	183
6.2.2.	Scenari di danno per vulnerabilità globali.....	195
6.2.3.	Vulnerabilità del patrimonio edilizio .....	202
7.	DISPOSIZIONI PER LA TUTELA DEL PATRIMONIO ARCHITETTONICO .....	206
7.1.	Percorso della ricerca .....	207
7.2.	Ulteriori aspetti legati alla definizione degli scenari di rischio.....	210
7.2.1.	Strumenti di valutazione e prevenzione del rischio .....	215

7.3. Sviluppi futuri e possibili azioni da intraprendere.....	220
CONCLUSIONI .....	229
RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	231
RIFERIMENTI NORMATIVI.....	235

## 1 INTRODUZIONE

### 1.1. Inquadramento generale

Il patrimonio edilizio e il tessuto urbano presente in Italia è caratterizzato prevalentemente da edifici storici costruiti in assenza di normative antisismiche o da edifici, più moderni, non conformi agli standard di sicurezza contemporanei. Tali aspetti, di fondamentale importanza nella definizione del rischio sismico, evidenziano l'elevata vulnerabilità dell'edilizia esistente nei confronti delle catastrofi naturali.

La finalità di una analisi di vulnerabilità sismica di edifici monumentali in una grande città o in una regione sono: essere consapevoli dell'impatto di un terremoto sul patrimonio culturale; conoscere la vulnerabilità sismica degli edifici monumentali, individuando una lista di priorità; individuazione di un piano di interventi preventivi per la mitigazione del rischio; definizione di procedure idonee alla gestione dell'emergenza sismica (Lagomarsino e Podestà, 2005).

### 1.2. Il rischio sismico

L'adozione di appropriate metodologie di analisi della vulnerabilità sismica di un esteso patrimonio edilizio in una data area, consentono la valutazione della sua propensione ad essere danneggiato al manifestarsi di un evento sismico. I giudizi di vulnerabilità, espressi sia in termini qualitativi che quantitativi, devono quindi essere individuati attraverso una metodologia che a partire dalla conoscenza, più o meno approfondita, del costruito (vulnerabilità) permetta di rappresentare i possibili scenari di danno al variare della severità del moto sismico (pericolosità).

Fondamentale è quindi la definizione di rischio sismico: indica per un determinato territorio e soggetti presenti (oggetti, costruzioni e persone) la misura dei danni attesi in un dato intervallo di tempo in base al tipo di sismicità, al tipo di resistenza delle costruzioni e di antropizzazione (natura, qualità e quantità dei beni esposti).

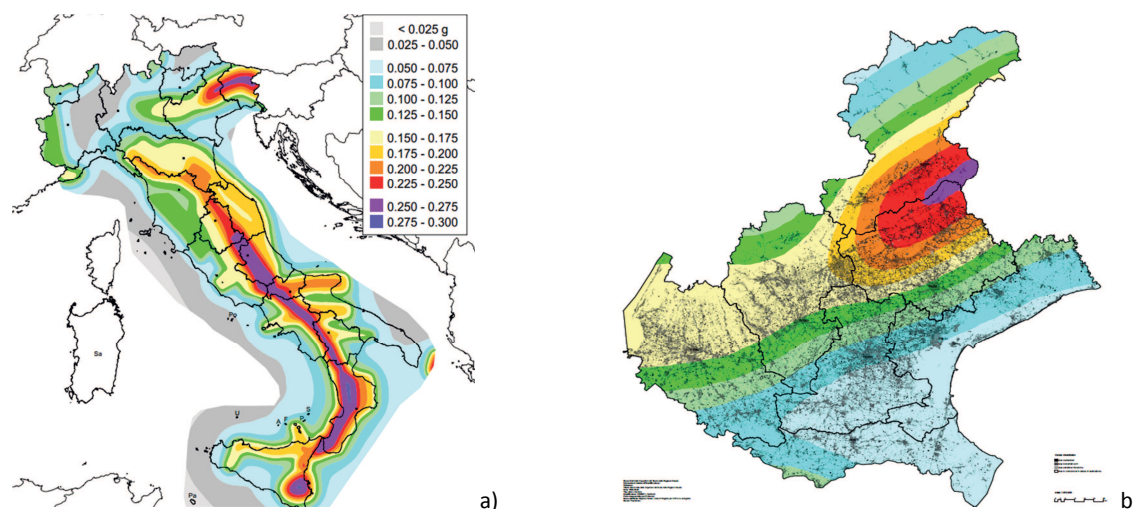
Il rischio è determinato dalla combinazione di tre fattori, pericolosità, vulnerabilità ed esposizione che rispettivamente dipendono dalla natura, dalla frequenza e dal livello degli eventi attesi, dalla capacità di questi di resistere agli eventi che si possono manifestare, dalla qualità e quantità dei beni esposti. In particolare per un determinato territorio:

- la **pericolosità sismica** rappresenta la frequenza e la forza degli eventi sismici che lo caratterizzano. Si definisce come la probabilità che in una data area ed in un certo intervallo di tempo si manifesti un terremoto che superi una fissata soglia di intensità, magnitudo o accelerazione di picco (Peak Ground Acceleration, PGA).

La valutazione della pericolosità può essere di tipo deterministico oppure probabilistico: il primo fa riferimento ad osservazioni effettuate in occasione di eventi sismici che storicamente hanno coinvolto un sito, mentre il secondo prevede l'individuazione di zone responsabili degli eventi sismici;

- la **vulnerabilità sismica** indica la propensione di una struttura a subire un danno di un determinato livello, a seguito di un evento sismico di una certa intensità. Il tipo di danno è legato a diversi fattori dipendenti dalle caratteristiche degli edifici (elementi strutturali e non, epoca costruttiva, materiali utilizzati), del sito d'insediamento e dal sisma (intensità e durata);
- l'**esposizione** costituisce l'estensione, la quantità e la qualità dei diversi elementi che compongono la realtà territoriale, quali la popolazione insediata, gli edifici, i sistemi di infrastrutture, le attività

economiche, ecc. Tra questi elementi rientrano le caratteristiche ambientali le cui condizioni e/o il cui funzionamento possono essere danneggiati, alterati o distrutti a seguito di un evento sismico. L'esposizione misura dunque l'importanza dell'oggetto esposto al rischio, avendo come obiettivo primario quello di salvaguardare le vite umane e come obiettivo secondario quello di preservare i beni culturali, siano essi singoli edifici o interi centri storici, presenti in numero cospicuo nel nostro paese.



**Figura 1.1: Mappa di stima della pericolosità sismica espressa in termini di accelerazione massima al suolo  $a_g$  con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (Ordinanza PCM del 28 aprile 2006 n. 3519): a) mappa nazionale, b) mappa della Regione Veneto**

L'evoluzione della classificazione sismica nel territorio italiano ha avuto un completamento nella sua definizione con l'emanazione dell'Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20/3/2003: con questa Ordinanza veniva richiesto alle varie Regioni di aggiornare la classificazione del proprio territorio considerando anche le zone fino ad allora non classificate.

Precedentemente a tale atto normativo, infatti, la classificazione sismica in Italia veniva definita a seguito del manifestarsi di rilevanti eventi sismici su un determinato territorio:

- 1909, prima classificazione a seguito del sisma che il 28.12.1908 colpì i territori di Messina e Reggio Calabria;
- 1927, aggiornamento a seguito degli eventi di Fucino (1915), Mugello e Amiata (1919), e Garfagnana (1920);
- 1935, aggiornamento a seguito degli eventi di Irpinia e Ancona (1930);
- 1962, aggiornamento a seguito degli eventi di Cansiglio (1936), Puglia settentrionale (1948) e Carnia (1959);
- 1975, aggiornamento a seguito degli eventi del Belice (1968);
- 1984, aggiornamento a seguito degli eventi di Friuli (1976) e Irpinia (1980).

L'ultimo aggiornamento della classificazione risale all'emanazione dell'Ordinanza P.C.M. n. 3519 del 28/4/2006 (Figura 1.1 e Figura 1.2).

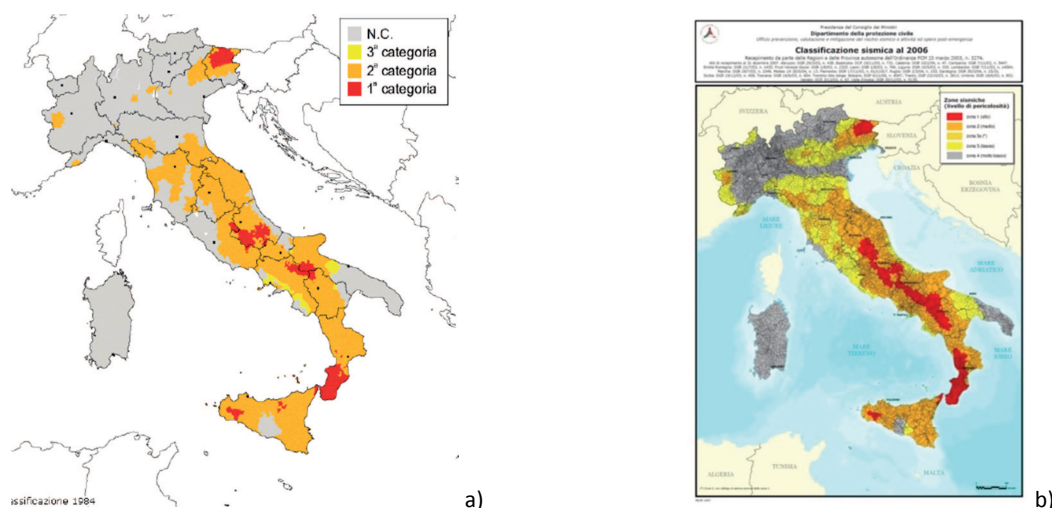


Figura 1.2: Classificazione sismica nazionale: a) evoluzione della classificazione al 1984, b) classificazione al 2006

### 1.2.1. La valutazione della vulnerabilità sismica

La valutazione della vulnerabilità sismica si configura come una fase di diagnosi preventiva per scopi pianificatori che si realizza attraverso l'acquisizione di una serie di indicatori primari di vulnerabilità di tipo qualitativo.

Il criterio da seguire per l'individuazione di una metodologia utile all'analisi della vulnerabilità deve essere definito attraverso un preciso percorso: partendo da un censimento del costruito, con diverso grado di dettaglio, deve consentire l'identificazione delle caratteristiche dell'edificato e la definizione di opportuni modelli che permettano di valutare il danno/danneggiamento al manifestarsi di un evento sismico di varia intensità. La definizione di una metodologia da adottare deve quindi basarsi su un numero limitato di parametri empirici validati dall'osservazione dei danni prodotti da eventi sismici reali. Per la valutazione della vulnerabilità sismica di edifici ordinari gli approcci proposti presentano differenti metodologie secondo aspetti quali:

- la quantità di informazioni necessarie alla loro applicazione (grado di approfondimento e Livello di Conoscenza richiesto);
- la tipologia dei parametri utilizzati nella rappresentazione dell'azione sismica e la descrizione del danno;
- la tipologia delle operazioni compiute nella loro applicazione e implementazione (livello di analisi).

I modelli di vulnerabilità dipendono dalle caratteristiche dell'edificio (tipologia, materiali, dimensioni e forma, dettagli costruttivi) e possono essere definiti secondo più livelli di approfondimento. Una proposta prevede l'individuazione di tre livelli (Livello 0, 1 e 2) sia per un approccio macrosismico che meccanico (Lagomarsino e Podestà, 2005):

- **livello 0:** presenta il più basso livello di informazioni composto da un generico inventario dei monumenti identificati solamente per tipologia. La valutazione della vulnerabilità effettuata a questo livello consente una conoscenza preliminare del rischio sismico e la pianificazione di interventi preventivi di mitigazione del rischio su un vasto territorio;
- **livello 1:** rispetto al livello precedente sono maggiori le informazioni sul comportamento strutturale del manufatto e riguardanti la regolarità, la qualità dei materiali, le dimensioni, lo stato di manutenzione, le trasformazioni e gli interventi. Questo livello di valutazione permette di individuare, tra manufatti della stessa tipologia, quelli che presentano priorità dal punto di vista della vulnerabilità;

- **livello 2:** si basa sul rilievo della vulnerabilità valutando il comportamento sismico in termini di meccanismi locali, con la possibilità di estendere il giudizio all'intera struttura attraverso la combinazione dei contributi dei diversi macroelementi. Sono raccolte informazioni approfondite sui manufatti e sullo stato di danno.

A completamento dei precedenti è stato individuato, inoltre, un ulteriore livello (3) di valutazione:

- **livello 3:** studio finalizzato alla definizione degli interventi di miglioramento sismico di un manufatto. Rispetto ai precedenti Livelli di Valutazione, non rappresenta una delle finalità di un'analisi di vulnerabilità e pertanto è impossibile implementarla all'interno di un'analisi territoriale (Liberatore, 2000).

Un'ulteriore classificazione delle possibili metodologie di valutazione si differenzia in:

- **metodi diretti:** in cui gli edifici sono raggruppati in classi tipologiche definite in base ai materiali utilizzati per realizzare gli elementi verticali, gli orizzontamenti e le coperture. La vulnerabilità dell'edificio coincide con l'appartenenza a una certa classe: il comportamento in occasione di possibili terremoti futuri è valutato direttamente da un'analisi statistica dei danni rilevati su tutti gli edifici della classe a seguito di recenti terremoti. La loro applicazione richiede un censimento che permetta di classificare le costruzioni secondo predefinite tipologie strutturali;
- **metodi indiretti:** in cui la vulnerabilità di ogni edificio è espressa mediante un punteggio o un indice di vulnerabilità che consente di ordinare, secondo una scala convenzionale e relativa, gli edifici esaminati. Tale indice è determinato secondo regole basate su indicatori che non assumono più un significato tipologico, ma rappresentano sintomi di idoneità a sopportare i terremoti (ad esempio l'efficienza dei collegamenti, la resistenza dei materiali, la regolarità morfologica); in un secondo tempo si associa ad ogni valore dell'indice una curva di vulnerabilità o una matrice di probabilità di danno. L'applicazione di queste tecniche richiede una catalogazione delle costruzioni secondo caratteristiche qualitative o tipologiche strutturali di appartenenza.

Infine, un'ulteriore importante classificazione differenzia i metodi in funzione dell'organismo cui è assimilata la struttura in metodi empirici, metodi meccanici e metodi basati sul giudizio di esperti.

#### 1.2.1.1. Metodi empirici per la valutazione della vulnerabilità

I metodi empirici per la valutazione della vulnerabilità sismica utilizzano un tipo di approccio basato sull'analisi statistica dei danni provocati dai terremoti e l'accuratezza dipende dalla disponibilità dei dati presenti: la vulnerabilità di aggregati urbani di edifici è basata sulla definizione di classi caratterizzate da indicatori tipologici o funzionali cui è associabile una matrice di probabilità di danno (Damage Probability Matrix – DPM) o una curva di vulnerabilità.

In questo modo assegnando un edificio a una certa classe gli si attribuisce automaticamente la curva di vulnerabilità, o la matrice di probabilità di danno, che competono alla classe. Le DPM sono matrici che esprimono in forma discreta la probabilità condizionata di ottenere un dato livello di danno  $j$  dovuto a una data intensità macrosismica  $I$ .

$$P[D = j|I] \quad [1]$$

Le classi di vulnerabilità sono state definite per la prima volta nelle scale macrosismiche, e in particolare con maggiore accuratezza, nella scala MSK (scala Medvedev-Sponheuer-Karnik, Medvedev, 1977), con lo scopo di facilitare e migliorare i rilievi macrosismici post-sisma finalizzati alla valutazione dell'intensità locale di un terremoto. La definizione delle classi di vulnerabilità a scopi macrosismici è migliorata



sensibilmente negli ultimi anni, grazie allo sviluppo della scala EMS-98 (European Macroseismic Scale), in particolare nell'ultima versione del 1998 (Grunthal, 1998).

Nella EMS-98 le costruzioni sono suddivise in funzione del materiale strutturale 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;
- calcestruzzo armato: le costruzioni sono distinte in relazione al sistema sismo-resistente (telaio o pareti di taglio) ed al livello di progetto antisismico adottato per realizzarle;
- acciaio o legno: con una sola categoria.

La scala EMS-98, oltre a migliorare le attribuzioni di classe degli edifici tradizionali evidenziando le inevitabili incertezze di attribuzione, include nella classificazione anche gli edifici progettati con criteri antisismici, assenti nella scala MSK, ed estendendo il range delle classi, dalle 3 (A, B, C) della MSK a 6 (A, B, C, D, E, F) (Figura 1.3).

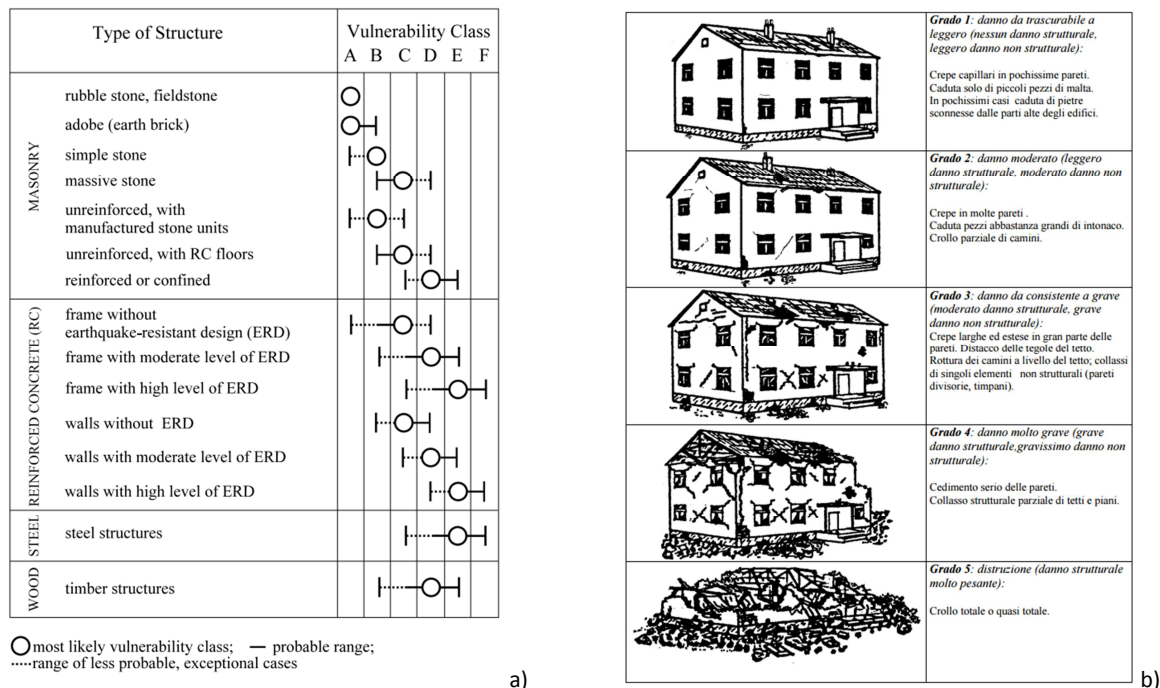


Figura 1.3: Scala macrosismica EMS98: a) Classi di vulnerabilità della scala, b) Grado di danno per edifici in muratura della scala

Per ciascuna classe di vulnerabilità, le scale MSK e EMS-98 forniscono anche le distribuzioni del danneggiamento: articolate in 5 livelli di danno in aggiunta alla situazione di danno nullo, sono previste per ciascuna intensità sismica espressa nella stessa scala. Sono inoltre definiti i diversi gradi d'intensità della scala EMS-98, dal grado VI al grado XII, descritti secondo gli effetti sull'uomo, sugli oggetti e sulla natura, e sui danni agli edifici.

È evidente che le incertezze connesse a tale attribuzione sono strettamente legate, da un lato, alla generalità di una scala macrosismica internazionale, che deve valere in ambiti territoriali anche profondamente diversi, dall'altro, alle finalità della definizione delle classi, strettamente legate alle valutazioni macrosismiche dell'intensità di un terremoto.

Una prima implementazione del metodo DPM fu messo a punto a seguito del terremoto dell'Irpinia (1980), occasione in cui fu effettuata un'estesa campagna di rilevamento diretto dei danni (Braga et al., 1982, 1983); diversi furono i metodi successivamente proposti per la definizione delle funzioni di probabilità di danno basate sulla scala macrosismica EMS-98 (Giovinazzi e Lagomarsino, 2001; Bernardini et al., 2007). Restano tuttavia dei limiti nell'implementazione di tali metodi legati alla

necessaria varietà di dati di danni post-sisma e alla differente definizione della pericolosità sismica (in termini di PGA) e DPM (in termini di intensità).

### 1.2.1.2. Metodi meccanici per la valutazione della vulnerabilità

I metodi meccanici per la valutazione della vulnerabilità sono finalizzati ad analisi a scala territoriale: basati sull'impiego di versioni semplificate del Capacity Spectrum Method (CSM), permettono di valutare il livello di prestazioni atteso mediante Stati Limite di danno. Essi esigono la caratterizzazione dell'input sismico sotto forma spettrale in formato AD (Acceleration-Displacement) e delle risorse esibite dal sistema per mezzo di curve di capacità (Cattari et al., 2004).

Una delle metodologie di riferimento è la HAZard in the United States (HAZUS 1999), messa a punto dalla Federal Emergency Management Agency (FEMA), il cui principio consiste nell'associare, in funzione di pochi parametri, una curva di capacità a ciascuna tipologia di struttura. In particolare, il metodo HAZUS fa riferimento ad un database contenente informazioni sugli edifici, sugli aspetti demografici dell'area di studio ed una serie di informazioni aggiuntive. Le classi di edifici sono definite in base alla tipologia strutturale (materiali, sistema resistente, ecc.): si fa riferimento a 36 categorie tipologiche, suddivise ulteriormente in base all'altezza ed in funzione dei codici sismici con cui sono state presumibilmente progettate. In tale ambito esistono 4 classi (High-Code, Moderate-Code, LowCode, Pre-Code) che esprimono la qualità della struttura in relazione alla performance sismica necessaria.

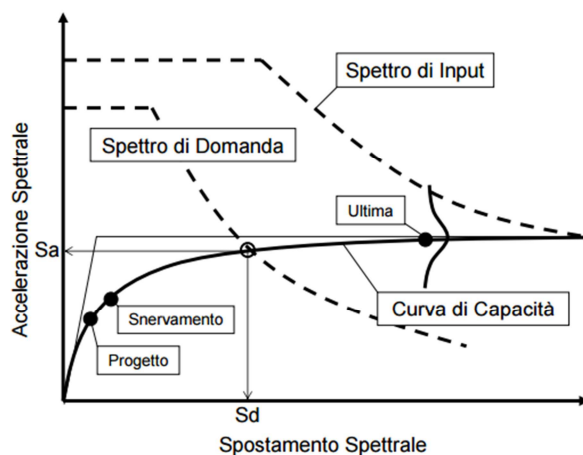


Figura 1.4: Metodo HAZUS: definizione del "performance point" tra domanda e capacità (Iervolino et al., 2004)

La valutazione della domanda sismica è effettuata con il metodo dello spettro di capacità per ottenere il parametro di intensità spettrale che definisce la soglia per il livello di collasso: per questo si considera il punto di "performance" della struttura corrispondente all'intersezione della curva di capacità di una certa classe strutturale con lo spettro a forma fissata (spettro di risposta in accelerazione in formato ADRS-Acceleration Displacement Response Spectrum), derivata dalla mappatura sismica probabilistica del territorio, opportunamente ridotto per tenere conto del comportamento non-lineare della struttura (Figura 1.4).

La probabilità di raggiungere o superare prefissati Stati Limite, assegnata che sia la risposta spettrale "mediana" (ovvero la domanda spettrale ricavata con il CSM), è espressa tramite delle curve di fragilità a distribuzione log-normale.

### 1.2.1.3. Metodi basati sul giudizio di esperti per la valutazione della vulnerabilità

I metodi basati sul giudizio di esperti si definiscono sulla possibilità di attribuire ad ogni edificio un indice di vulnerabilità: è determinato secondo regole basate su indicatori non più interpretati con significato tipologico ma come sintomi di una idoneità a sopportare i terremoti. Le valutazioni dei fattori che governano la risposta sismica sono basate sulla conoscenza di esperti e vengono effettuate con l'ausilio di strumenti schedografici articolati, in base al grado di approfondimento, su più livelli:

- **censimento speditivo di vulnerabilità per edifici:** secondo le rielaborazioni dei dati pubblicati dall'ISTAT (Istituto Nazionale di Statistica) riguardanti informazioni sulle singole unità abitative. In particolare dal 2001 è stato eseguito un censimento che ha raccolto informazioni sul numero e sulle caratteristiche degli edifici (tipologia costruttiva, numero di piani, epoca). I dati ottenuti, pur essendo di carattere statistico, consentono una prima indicazione sulla frequenza di gruppi di edifici omogenei secondo i parametri rilevati;
- **scheda di livello I:** scheda di rilevamento dell'esposizione e della vulnerabilità degli edifici (in muratura o cemento armato) e scheda per il rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per gli edifici ordinari nell'emergenza post-sisma (Agibilità e Danno nell'Emergenza Sismica-AeDES). Sviluppate nell'ambito delle attività di ricerca svolte dal C.N.R.-G.N.D.T. vengono utilizzate prevalentemente come supporto per l'ispezione post sisma;
- **scheda di livello I e II:** scheda di rilievo del danno e della vulnerabilità dei beni culturali per Chiese (I e II livello) e Palazzi (I livello). Sviluppate nell'ambito delle attività di ricerca svolte dal C.N.R.-G.N.D.T. e D.P.C. vengono utilizzate come supporto per l'ispezione post sisma.

Una ulteriore metodologia con supporto schedografico, tra le più utilizzate per i soli edifici in muratura, è quella di II livello G.N.D.T. (Benedetti e Petrini, 1984). In tale scheda le informazioni, tipologiche e costruttive raccolte su ogni singolo edificio, vengono combinate attraverso punteggi indipendenti per definire un indice di vulnerabilità *IV*, che caratterizza la propensione dell'edificio al danneggiamento (Figura 1.5).

La scheda è composta in due sezioni: la prima parte, coincidente con la scheda di I livello G.N.D.T., contiene informazioni generali riguardanti la localizzazione, la geometria e la tipologia dell'edificio; la seconda parte contiene dati finalizzati a un modello, di derivazione soggettiva, basato su giudizi forniti in funzione di undici parametri e rappresentativi della propensione dell'edificio a subire danni per eventi sismici:

- 1) il tipo e organizzazione del sistema resistente verticale secondo l'efficacia o meno del collegamento tra le pareti ortogonali;
- 2) la qualità del sistema resistente secondo le differenti tipologie e qualità del materiale (in termini qualitativi);
- 3) la resistenza convenzionale attraverso il calcolo di un parametro,  $\alpha = C/0.4$ , definito da variabili di tipo sia geometrico che dei carichi agenti. Il coefficiente *C* rappresenta il rapporto tra il taglio ultimo al piede dell'edificio e il peso dello stesso;
- 4) la posizione dell'edificio e fondazione come influenza del terreno;
- 5) gli orizzontamenti a seconda dell'influenza sul sistema resistente verticale;
- 6) la configurazione planimetrica secondo la forma dell'edificio;
- 7) la configurazione altimetrica come regolarità di sviluppo;
- 8) la distanza massima fra le murature;
- 9) la copertura (analogamente agli orizzontamenti);
- 10) gli elementi non strutturali come potenziale pericolo a persone o cose;

11) lo stato di fatto secondo la conservazione dell'edificio.

G.N.D.T. – SCHEDE DI VULNERABILITÀ DI 2° LIVELLO (MURATURA)						
Codice ISTAT Provincia <sup>1</sup>		Codice ISTAT Comune <sup>2</sup>		Scheda N° <sup>7</sup>		
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) <sup>33</sup>	Parametro 3. Resistenze convenzionale	
				Norme riparazioni (Clas. A)		Tipologia strutture verticali
				Cordoli e catene tutti i livelli (Clas. B)		$\tau_v$ (t/mq)
				Buoni ammassam. fra muri (Clas. C)		
				Senza cordoli cattivi ammassam. (Clas. D)		
2	QUALITÀ DEL S.R.	12	23	(vedi manuale) <sup>34</sup>	Minimo tra $A_x$ ed $A_y$ A (mq)	
3	RESISTENZA CONVENZIONALE	13	24	Numero di piani N <sup>35</sup>	Massimo tra $A_x$ ed $A_y$ A (mq)	
				Area totale coperta $A_t$ (mq) <sup>37</sup>	Coeff. $\alpha_0 = A_t$ Coeff. $\gamma = B/A$	
				Area $A_x$ (mq) <sup>41</sup>	$Q = (A_x + A_y) h p_m / A_x + p_y$	
				Area $A_y$ (mq) <sup>44</sup>	$C = \frac{a_x \tau_x}{q N} \sqrt{1 + \frac{q N}{1,5 q \tau_x (1 + \gamma)}}$	
				$\tau_v$ (t/mq) <sup>47</sup>	$\alpha = C/0,4$	
				Alt. media interpiano h (m) <sup>50</sup>	Parametro 6. Configurazione planimetrica	
				Peso specifico pareti $p_m$ (t/mc) <sup>52</sup>		
Carico permanente solai $p_y$ (t/mq) <sup>54</sup>						
4	POSIZIONE EDIFICIO E FONDAZIONE	14	25	Pendenza percentuale del terreno <sup>56</sup>	Parametro 7. Configurazione in elevazione	
				Roccia Fondazioni: Si <input type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/>		
				Terr. sciolto non sping. Fond. Si <input type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/>		
				Terr. sciolto spingente Fond. Si <input type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/>		
				Differen. max di quota $\Delta h$ (m) <sup>59</sup>		
5	ORIZZONTAMENTI	15	26	Piani sfalsati Si <input type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/>	Parametro 9. Copertura	
				Orizzontamenti rigidi e ben collegati <sup>63</sup>		
				Orizzontam. deformabili e ben collegati		
				Orizzontam. rigidi e mal collegati		
				Orizzontam. deformabili e mal collegati		
6	CONFIGURAZIONE PLANIMETRICA	16	27	% Orizzontam. rigidi e ben collegati <sup>64</sup>		
				Rapporto percentuale $\beta_1 = a/l$ <sup>66</sup>		
7	CONFIGURAZIONE IN ELEVAZIONE	17	28	Rapporto percentuale $\beta_2 = b/l$ <sup>70</sup>		
				% aumento (+) o diminuzione(-) di massa <sup>74</sup>		
				Rapporto percentuale T/H <sup>77</sup>		
				Percentuale superficie porticata <sup>79</sup>		
8	$D_{max}$ MURATURE	18	29	Piano terra porticato Si <input type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/>		
				Rapporto massimo $l/h$ <sup>82</sup>		
9	COPERTURA	19	30	Copert. non sp. <sup>84</sup> poco sp. <input type="checkbox"/> sp. <input type="checkbox"/>		
				Cordoli in copertura Si <input type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/>		
				Catene in copertura Si <input type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/>		
				Carico perman. coper. $p_c$ (t/mq) <sup>87</sup>		
				Lungh. appoggio coper. $l_a$ (m) <sup>90</sup>		
Perimetro copertura l (m) <sup>93</sup>						
10	ELEM. NON STRUTT.	20	31	(Vedi manuale)		
11	STATO DI FATTO	21	32	(Vedi manuale)		

Figura 1.5: Scheda G.N.D.T. di vulnerabilità di II livello per edifici in muratura

Ad ogni parametro viene fissata una tra quattro classi (da A classe migliore a D classe peggiore) secondo delle descrizioni che consentono di attribuire un giudizio con un sufficiente grado di oggettività. Con la finalità di definire un indice numerico di vulnerabilità per ogni parametro e classe sono attribuiti rispettivamente un peso ed un punteggio variabili (Tabella 1.1).

L'indice di vulnerabilità ( $IV$ ) ottenuto costituisce una misura convenzionale relativa alla propensione al danneggiamento: affinché tale valutazione sia di tipo assoluto è necessario individuare una correlazione tra il livello di danno, la qualità dell'edificio e il parametro per misurare la severità della scossa, consentendo di fornire un giudizio di stima del rischio. Vista la complessità di tale operazione si ricorre a relazioni basate su elaborazioni statistiche che correlino, per diversi valori dell'indice di vulnerabilità, un indice di danno con un parametro di severità del moto sismico.

**Tabella 1.1: Punteggi e pesi per i singoli parametri secondo la Scheda G.N.D.T. di II livello per edifici in muratura**

Parametri		Classe				Peso
		A	B	C	D	
1	Tipo ed organizzazione del sistema resistente	0	5	20	45	1.50
2	Qualità del sistema resistente	0	5	25	45	0.25
3	Resistenza convenzionale	0	5	25	45	1.50
4	Posizione edificio e fondazioni	0	5	25	45	0.75
5	Orizzontamenti	0	5	15	45	variabile
6	Configurazione planimetrica	0	5	25	45	0.50
7	Configurazione in elevazione	0	5	25	45	Variabile
8	Distanza massima tra le murature	0	5	25	45	0.25
9	Coperture	0	15	25	45	Variabile
10	Elementi non strutturali	0	0	25	45	0.25
11	Stato di fatto	0	5	25	45	1.00

**1.2.1.4. Elaborazione degli scenari di danno**

Per preparare le strutture del Dipartimento di Protezione Civile (DPC) a fronteggiare e gestire un'emergenza sono necessari specifici piani di emergenza. In essi sono individuati gli obiettivi da conseguire per organizzare un'adeguata risposta di Protezione Civile al verificarsi dell'evento. Un piano di emergenza predispone un sistema articolato di attivazione di uomini e mezzi, organizzati secondo un quadro logico e temporalmente coordinato che costituisce il modello di intervento.

La base conoscitiva per dimensionare le risorse da mettere in campo è costituita dagli scenari di danno, ossia strumenti di previsione del possibile danneggiamento e del conseguente coinvolgimento della popolazione. Tali scenari sono definiti sulla scorta dei dati territoriali di esposizione e di vulnerabilità, e sulla base di eventi di riferimento il cui verificarsi sia ritenuto più probabile a seconda dell'intervallo temporale selezionato.

La valutazione di tali scenari sismici, che non si limitano ad una stima dell'entità dello scuotimento, ma puntano direttamente ad una valutazione immediata delle perdite, riveste una particolare importanza per i compiti che il DPC è tenuto a svolgere.



**Figura 1.6: Esempio di scenario di danno per la città di Sulmona con periodo  $T_R$  di 475 anni (Cherubini et al., 2009)**

La conoscenza di uno scenario di danno permette di ottenere un quadro territoriale dell'area coinvolta dall'evento fornendo importanti informazioni: la localizzazione e l'estensione dell'area maggiormente colpita, la funzionalità delle reti dei trasporti, delle vie di comunicazione e delle linee di distribuzione, oltre che le perdite attese in termini di vite umane, feriti, senza tetto, edifici crollati e danneggiati ed il

corrispondente danno economico, con ovvie ricadute sulle attività di Protezione Civile, sia nelle attività di pianificazione che di gestione dell'emergenza.

La predisposizione di scenari di danno per la stesura di piani di emergenza si svolge secondo due momenti fondamentali:

- l'individuazione degli eventi sismici di riferimento: attraverso la valutazione degli eventi che siano "critici" rispetto alla gestione dell'emergenza, considerando non soltanto eventi storici, ma tutte le possibili situazioni in termini di intensità e coordinate epicentrali desunte per il territorio in esame da analisi di pericolosità svolte da soggetti istituzionalmente e scientificamente competenti.  
Si prendono in considerazione tutti i possibili terremoti ascrivibili alle differenti zone e strutture sismogenetiche in grado di generare eventi significativi per quel territorio, ed infine si selezionano quelli critici ai fini della gestione dell'emergenza;
- la produzione di scenari: elaborati ad una scala di maggiore dettaglio e, soprattutto, più ricchi di informazioni per gli eventi selezionati. Solitamente le informazioni rappresentate riguardano il quadro territoriale dell'area e delle perdite al sistema abitativo, e alle persone per ciascun evento.

Gli scenari di danno sono valutati secondo:

- la severità dell'evento sismico;
- la consistenza del patrimonio abitativo;
- la suddivisione delle abitazioni in classi di vulnerabilità;
- la definizione del danno strutturale atteso;
- la valutazione delle perdite attese conseguenti al danno.

### **1.3. La Normativa**

Con Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, pubblicato nella G.U. del 4 febbraio 2008, n.29, sono entrate in vigore le "Nuove norme tecniche per le costruzioni" (NTC 2008), il testo normativo che raccoglie in forma unitaria le norme che disciplinano la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle costruzioni al fine di garantire, per stabiliti livelli sicurezza, la pubblica incolumità.

A completamento del quadro normativo le NTC 2008 rimandano alla Circolare n. 617/CSLLPP del 2 febbraio 2009 (Circolare 617/2009), contenente le "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni" e pubblicata nel Supplemento ordinario alla G.U. del 26 febbraio 2009, n. 47. Con la pubblicazione della Circolare si completa l'innovativo percorso normativo previsto dal DM 14 gennaio 2008, sulle "nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" che rappresentano la più avanzata espressione normativa a tutela della pubblica incolumità nel settore delle costruzioni.

Nelle NTC 2008 viene inoltre definito l'approccio da adottare nella valutazione degli edifici esistenti costituenti il patrimonio monumentale italiano in muratura. Per questa classe di costruzioni i riferimenti tecnici presenti nel capitolo 8 si integrano con le indicazioni presenti nella Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 09.02.2011 "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M 14.01.2008" pubblicata nella G.U. n. 47 del 26.02.2011 (LGBC 2011); le LGBC 2011 a sua volta allineano la precedente Direttiva P.C.M. del 12 ottobre 2007 (LGBC 2007) alle attuali Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2008).

#### **1.3.1. Norme Tecniche per le costruzioni: Costruzioni esistenti**

Il capitolo 8 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008), "Costruzioni Esistenti", definisce i criteri necessari alla valutazione della sicurezza, progettazione, esecuzione e collaudo di interventi che

coinvolgono costruzioni esistenti; l'elaborazione di tale capitolo fa riferimento al codice internazionale Eurocodice 8 parte 3.

Vista la complessità e le problematiche presenti nello studio delle costruzioni esistenti, le NTC 2008 seguono un approccio prestazionale indicando i criteri generali da seguire per la corretta definizione delle fasi di analisi, di progettazione ed esecuzione degli interventi. Vengono introdotti in concetti di Livello di Conoscenza (LC) e Fattore di Confidenza (FC), specificato come le valutazioni della sicurezza devono essere eseguite con riferimento ai soli Stati Limite Ultimi (SLU).

Per quanto riguarda il comportamento delle costruzioni esistenti in muratura si distinguono meccanismi di collasso locale e meccanismi d'insieme: i primi interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione e sono favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti tra pareti, orizzontamenti e negli incroci murari; i secondi (d'insieme) interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano. La sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi i tipi di meccanismi.

#### **1.3.1.1. Definizione degli Stati Limite**

Gli Stati Limite individuati nei confronti delle azioni sismiche sono definiti in funzione delle prestazioni della costruzione nel suo complesso, comprendendo sia gli elementi strutturali che non strutturali. Gli Stati Limite Ultimi definiti sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine nei confronti del collasso per azioni orizzontali. La probabilità di superamento dell'azione sismica nel periodo di riferimento SLV considerato è pari al 10%;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali. La probabilità di superamento dell'azione sismica nel periodo di riferimento SLC considerato è pari al 5%.

#### **1.3.1.2. Livelli di Conoscenza e Fattori di Confidenza**

La valutazione della sicurezza ed il progetto degli interventi sono normalmente affetti da un grado di incertezza diverso, non necessariamente maggiore, da quello degli edifici di nuova progettazione.

La conoscenza della costruzione in muratura oggetto della verifica è di fondamentale importanza ai fini di una adeguata analisi, e può essere conseguita su tre differenti livelli di approfondimento: LC1 per una conoscenza limitata, LC2 per una conoscenza adeguata e LC3 per una conoscenza accurata.

Il raggiungimento di un determinato Livello di Conoscenza (LC) è legato all'accuratezza di diverse fasi di analisi:

- analisi storico-critica: necessaria per la corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione. Importante è la ricostruzione del processo di realizzazione e di possibili modificazioni subite nel tempo dal manufatto;
- rilievo: operazione successiva all'analisi storico-critica è riferita alla definizione della geometria complessiva degli elementi costruttivi dell'organismo (strutturali e non) che possono influire sulla risposta strutturale;

- indagini sperimentali: mediante indagini in sito con diverso grado di invasività ed estensione.

**Tabella 1.2: Livelli di Conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei Fattori di Confidenza per edifici in muratura**

Livello conoscenza	LC1	Fattore di Confidenza	1.35
<b>Geometria</b>	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete. Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo		
<b>Dettagli costruttivi</b>	Verifiche in situ limitate		
<b>Proprietà dei materiali</b>	Indagini in situ limitate <b>Resistenza:</b> valore minimo di Tabella C8A.2.1 <b>Modulo elastico:</b> valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		
<b>Metodi di analisi</b>	tutti		

Livello conoscenza	LC2	Fattore di Confidenza	1.20
<b>Geometria</b>	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete. Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo		
<b>Dettagli costruttivi</b>	Verifiche in situ estese		
<b>Proprietà dei materiali</b>	Indagini in situ esaustive <b>Resistenza:</b> valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 <b>Modulo elastico:</b> media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		
<b>Metodi di analisi</b>	tutti		

Livello conoscenza	LC3	Fattore di Confidenza	1.00
<b>Geometria</b>	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete. Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo		
<b>Dettagli costruttivi</b>	Verifiche in situ estese ed esaustive		
<b>Proprietà dei materiali</b>	Indagini in situ esaustive <ul style="list-style-type: none"> <li>• disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza</li> </ul> <b>Resistenza:</b> media dei risultati delle prove <b>Modulo elastico:</b> media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 <ul style="list-style-type: none"> <li>• disponibili 2 valori sperimentali di resistenza</li> </ul> <b>Resistenza:</b> 1) se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; 2) se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; 3) se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. <b>Modulo elastico:</b> media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 <ul style="list-style-type: none"> <li>• disponibile 1 valore sperimentale di resistenza</li> </ul> <b>Resistenza:</b> 1) se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; 2) se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. <b>Modulo elastico:</b> media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		
<b>Metodi di analisi</b>	tutti		

Le fasi precedentemente espone consentono la definizione dei parametri geometria, dettagli costruttivi e proprietà dei materiali fissando un determinato Livello di Conoscenza e Fattore di Confidenza (FC) (Tabella 1.2).

Per ogni Livello di Conoscenza raggiunto viene inoltre indicato come applicare ai valori di resistenza, di modulo elastico e delle proprietà meccaniche dei materiali, il FC che può assumere i valori di  $FC_{LC3}=1.35$ ,  $FC_{LC2}=1.20$  e  $FC_{LC1}=1.20$

La normativa inoltre (§C8.A.2 - Circolare 619/2009) definisce i valori variabili delle tipologie e i relativi parametri meccanici delle murature (Tabella 1.3).



**Tabella 1.3: (Tab. C8.A.2.1 – Circolare 619/2009) Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte;  $f_m$  = resistenza media a compressione della muratura,  $t_0$  = resistenza media a taglio della muratura,  $E$  = valore medio del modulo di elasticità normale,  $G$  = valore medio del modulo di elasticità tangenziale,  $w$  = peso specifico medio della muratura**

Tipologia di muratura	$f_m$ N/cm <sup>2</sup>		$t_0$ N/cm <sup>2</sup>		$E$ N/mm <sup>2</sup>		$G$ N/mm <sup>2</sup>		$w$ kN/m <sup>3</sup>
	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	180	2	3.2	690	1050	230	350	19
Muratura a conci sbazzati con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	300	3.5	5.1	1020	1440	340	480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	380	5.6	7.4	1500	1980	500	660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	240	2.8	4.2	900	1260	300	420	16
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600	800	9	12	2400	3200	780	940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	400	6	9.2	1200	1800	400	600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura < 40%)	500	800	24	32	3500	5600	875	1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	600	30	40	3600	5400	1080	1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	400	10	13	2700	3600	810	1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	200	9.5	12.5	1200	1600	300	400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	440	18	24	2400	3520	600	880	14

### 1.3.1.3. Valutazione della sicurezza

Nelle costruzioni esistenti in muratura soggette ad azioni sismiche si possono manifestare meccanismi locali, interessando singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione e impegnando i pannelli murari prevalentemente fuori dal loro piano, e meccanismi d'insieme, interessando l'intera costruzione e impegnando i pannelli murari prevalentemente nel loro piano. La sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi i tipi di meccanismo.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU. Le Verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di SLV o, in alternativa, alla condizione di SLC.

**Tabella 1.4: (Tab. C2.4.I – Circolare 619/2009) Periodo di riferimento dell'azione sismica  $V_R$  al variare di  $V_N$  e  $c_u$**

Tipo di costruzione	$c_u$	I 0.70	II 1.00	III 1.50	IV 2.00
	$V_N$	$V_R$ (anni)			
Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10	35	35	35	35
Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50	≥ 35	≥ 50	≥ 75	≥ 100
Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 50	≥ 70	≥ 100	≥ 150	≥ 200

L'importanza della valutazione della sicurezza è fondamentale in quanto consente:

- di stabilire se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto previste;

- di determinare l'entità massima delle azioni, per le combinazioni delle azioni di progetto, che la struttura è capace di sostenere secondo i margini di sicurezza richiesti dalle NTC 2008 (coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali).

Nella definizione dell'azione sismica risulta necessaria la definizione dei seguenti parametri:

- **vita nominale**,  $V_N$ : numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata;
- **classe d'uso**,  $c_U$ : parametro legato all'uso del manufatto e alla sua funzionalità;
- **periodo di riferimento** per l'azione sismica,  $T_R$ : fissato con valore minimo pari a 35 anni è ottenuto dalla moltiplicazione tra  $V_N$  e  $c_U$  (Tabella 1.4 e Tabella 1.5).

**Tabella 1.5: Periodo di ritorno dell'azione sismica ( $T_R$ ) per i diversi Stati Limite e probabilità di superamento ( $P_{VR}$ ) nel periodo di riferimento ( $V_R$ ), e probabilità di superamento dell'azione sismica ( $P_T=50$ ) per un periodo di riferimento fisso di  $V_N=50$  anni**

Opere con $V_N=50$ anni									
classe d'uso		I	II	III	IV	I	II	III	IV
SL	$P_{VR}$	$T_R$				$P_T=50$			
SLO	<b>0.81</b>	21	30	45	60	91%	81%	67%	56%
SLD	<b>0.63</b>	35	50	75	100	76%	63%	48%	39%
SLV	<b>0.10</b>	332	475	712	949	14%	10%	7%	5%
SLC	<b>0.05</b>	682	975	1462	1950	7.1%	5.0%	3.4%	2.5%

#### 1.3.1.4. Classificazione e criteri degli interventi

Indipendentemente dall'appartenenza ad una delle tre categorie individuate dalle NTC 2008, è opportuno che gli interventi, anche non sismici, siano primariamente finalizzati alla eliminazione o riduzione significativa di carenze gravi legate ad errori di progetto e di esecuzione, ad effetti di degrado, di danni e trasformazioni; questo per consentire successivamente l'eventuale rafforzamento della struttura esistente, anche in relazione ad un mutato impegno strutturale. I diversi interventi adottabili sono classificati in:

- **intervento di adeguamento** in cui la valutazione della sicurezza è finalizzata a stabilire se la struttura, a seguito dell'intervento, è in grado di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC 2008, con il grado di sicurezza richiesto dalle stesse;
- **intervento di miglioramento** in cui la valutazione della sicurezza è finalizzata a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, cui la struttura può resistere con il grado di sicurezza richiesto. In questo caso la valutazione della sicurezza riguarderà, necessariamente, la struttura nel suo insieme, oltre che i possibili meccanismi locali. Rientrano in questa categoria tutti quegli interventi che fanno variare significativamente la rigidezza, la resistenza e/o la duttilità dei singoli elementi o parti strutturali e/o introducono nuovi elementi strutturali, così che il comportamento strutturale locale o globale, particolarmente rispetto alle azioni sismiche, ne sia significativamente modificato (in senso migliorativo);
- **intervento di riparazione o intervento locale** individuati da tutti gli interventi di riparazione, rafforzamento o sostituzione di singoli elementi strutturali o parti di essi, non adeguati alla funzione strutturale che debbono svolgere, a condizione che l'intervento non cambi significativamente il comportamento globale della struttura, soprattutto ai fini della resistenza alle azioni sismiche, a causa di una variazione non trascurabile di rigidezza o di peso.

Le NTC 2008 suggeriscono, inoltre, una serie di possibili interventi di consolidamento per edifici in muratura in caso siano dimostrate carenze dello stato attuale del fabbricato ed il beneficio prodotto dall'intervento:

- riduzione delle carenze dei collegamenti;
- riduzione delle spinte di archi e volte;
- riduzione della eccessiva deformabilità dei solai;
- interventi in copertura;
- modifica della distribuzione degli elementi verticali resistenti;
- incremento della resistenza nei maschi murari;
- pilastri e colonne;
- rinforzo delle pareti intorno alle aperture;
- interventi alle scale;
- collegamenti degli elementi non strutturali;
- interventi in fondazione;
- giunti sismici.

Gli interventi di consolidamento vanno applicati, per quanto possibile, in modo regolare ed uniforme alle strutture. L'esecuzione di interventi su porzioni limitate dell'edificio va opportunamente valutata e giustificata calcolando l'effetto in termini di variazione nella distribuzione delle rigidezze. Nel caso si decida di intervenire su singole parti della struttura, va valutato l'effetto in termini di variazione nella distribuzione delle rigidezze.

#### **1.3.1.5.      Aggregati edilizi**

Considerando gli aggregati edilizi, le indicazioni presenti nelle NTC 2008 prendono riferimento ed estendono quanto già riportato nel precedente documento normativo, Ordinanza P.C.M. 3431 del 2005. Un aggregato edilizio è costituito da un insieme di parti che sono il risultato di una genesi articolata e non unitaria, dovuta a molteplici fattori (sequenza costruttiva, cambio di materiali, mutate esigenze, avvicinarsi dei proprietari, ecc.). Nell'analisi di un edificio facente parte di un aggregato edilizio occorre tenere conto, perciò, delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti, connessi o in aderenza ad esso. A tal fine dovrà essere individuata, preliminarmente, l'unità strutturale (US) oggetto di valutazione, evidenziando le azioni che su di essa possono derivare dalle Unità Strutturali contigue. La porzione di aggregato che costituisce l'US dovrà comprendere cellule tra loro legate in elevazione ed in pianta da un comune processo costruttivo, oltre che considerare tutti gli elementi interessati dalla trasmissione a terra dei carichi verticali dell'edificio in esame.

Viene inoltre indicato il processo di indagine sugli aggregati edilizi da seguire attraverso l'individuazione dei diversi livelli di informazione.

Nella valutazione della sicurezza dovranno essere prese in considerazione le interazioni strutturali con gli edifici e US adiacenti indotte da carichi o spinte (sia verticali che orizzontali), da irregolarità plano-altimetriche o da effetti locali. Vista la complessità della definizione della sicurezza strutturale si ammette che l'analisi della capacità sismica globale dell'US possa essere verificata attraverso metodologie semplificate.

Un ulteriore documento di riferimento per l'analisi degli aggregati edilizi sono le "Linee Guida per il rilievo, l'analisi ed il progetto di interventi di riparazione e consolidamento sismico di edifici in muratura in aggregato" redatte con lo scopo di fornire utili strumenti per una corretta valutazione del comportamento meccanico dell'aggregato: la finalità prevede di individuare le più idonee modalità di

intervento per conseguire un adeguato grado di miglioramento del comportamento sismico della struttura. Le valutazioni indicate prevedono per l'aggregato la lettura del sistema costruttivo, l'interpretazione delle cause di danno, l'individuazione di anomalie e precarietà strutturali che alterano la risposta sismica.

Tale obiettivo viene perseguito attraverso la descrizione di uno specifico metodo di analisi, attraverso valutazioni sulle tecniche di rilievo e calcolo strutturale, nonché attraverso la messa in luce di problematiche ricorrenti in edifici in aggregato.

### 1.3.2. Direttiva per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale

La Direttiva per valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale (LGBC 2011) è stata redatta con riferimento generale alle NTC 2008; lo scopo di tale Direttiva è quello di definire un percorso di conoscenza e valutazione del livello di sicurezza per le azioni sismiche di costruzioni in muratura appartenenti al patrimonio culturale.

La LGBC 2011 si articolano su più punti che comprendono:

- la **definizione dell'azione sismica** necessaria per il confronto tra l'azione che porta il manufatto allo SLV e quella attesa secondo il periodo di riferimento caratteristico della costruzione; rispetto alle NTC 2008 vengono riformulati gli Stati Limite di riferimento secondo livelli di protezione sismica definiti in funzione della classificazione del manufatto per categorie di rilevanza e categorie d'uso;
- la **conoscenza del manufatto**, definita su più livelli, che consenta la determinazione del comportamento strutturale ed espressa da un Fattore di Confidenza (FC) che considera anche le possibili incertezze nella conoscenza;
- la **valutazione della sicurezza sismica** articolata su differenti Livelli di Valutazione (LV) di crescente approfondimento: LV1) per le valutazioni della sicurezza sismica da effettuarsi a scala territoriale su tutti i beni culturali tutelati, LV2) per le valutazioni da adottare in presenza di interventi di riparazione o su zone limitate del manufatto; LV3) per il progetto di interventi di miglioramento strutturale o per un'accurata valutazione della sicurezza sismica del manufatto;
- l'individuazione di idonei **criteri per il miglioramento sismico** e la **riduzione della vulnerabilità** a fronte delle analisi e valutazioni precedentemente condotte.

#### 1.3.2.1. Definizione degli Stati Limite

Per i manufatti architettonici di interesse storico artistico l'acquisizione di un sufficiente livello di sicurezza e protezione nei riguardi del rischio sismico è garantita attraverso il rispetto di tre Stati Limite. I primi due fanno riferimento agli Stati Limite definiti dalle NTC 2008, mentre un terzo è specificato per i beni culturali:

- **Stato Limite Ultimo (SLU)**: motivati dalla volontà di salvaguardare la costruzione e l'incolumità degli occupanti nel caso di terremoti rari e di forte intensità Per lo SLU le valutazioni sono richieste per ciascun manufatto tutelato, anche se non soggetto ad uso, in quanto garantisce non solo la salvaguardia degli occupanti ma anche la conservazione stessa del manufatto;
- **Stato Limite di Danno (SLD)**: considerata solo in relazione alla perdita di funzionalità (agibilità) del manufatto, in quanto si ritiene che la danneggiabilità di una costruzione storica in muratura, specie nei riguardi di un'azione sismica frequente, sia imprescindibile per tali manufatti e, come tale, conseguenza del tutto accettabile. Per lo SLD le valutazioni riguardano solo alcuni edifici, di cui si voglia mantenere la funzionalità dopo il terremoto, o a livello locale, dove siano presenti beni tutelati di valore artistico.

- **Stato Limite di Danno ai Beni Artistici (SLA):** i beni artistici contenuti nel manufatto (apparati decorativi, ecc.) subiscono, in occasione di un terremoto di livello opportuno (in genere quello preso in considerazione per lo SLD), danni di modesta entità, tali da poter essere restaurati senza una significativa perdita del valore culturale. Per lo SLA le valutazioni riguardano solo alcuni edifici e a livello locale, per proteggere i beni artistici.

Pur non essendo obbligatorio l'adeguamento sismico, è comunque opportuno confrontare il livello di sicurezza nella situazione attuale a quello ottenibile realizzando interventi di miglioramento. E' necessario adottare un livello di protezione antisismica differente in funzione delle caratteristiche proprie dei manufatti e del loro uso, e quindi delle conseguenze di un loro danneggiamento, più o meno gravoso, per effetto di un evento sismico. Le azioni sismiche sul manufatto vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  definito dal rapporto tra la vita nominale e la classe d'uso caratteristici:

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad [2]$$

Inoltre, per ciascun bene culturale tutelato, in relazione al periodo di riferimento  $V_R$  ed allo Stato Limite considerato, cui è associata una probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento, può essere valutato il periodo di ritorno di riferimento dell'azione sismica  $T_R$ :

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} \quad [3]$$

Per la verifica nei confronti dello SLV si potrà fare riferimento ad azioni sismiche caratterizzate da probabilità di eccedenza del 10% su un periodo di riferimento  $V_R$ , ovvero con un periodo di ritorno di riferimento  $T_{R,SLV}$ .

Per la verifica nei confronti dello SLD si potrà fare riferimento ad azioni sismiche caratterizzate da una probabilità di eccedenza del 63% su un periodo di riferimento  $V_R$ ; in ogni caso i parametri dell'azione sismica non sono disponibili per periodi di ritorno inferiori a 30 anni ( $T_{R,SLD} \geq 30$  anni).

Per la verifica nei confronti dello SLA si potrà fare riferimento ad azioni sismiche caratterizzate dalla probabilità di eccedenza relativa allo Stato Limite di Danno ( $P_{VR} = 63\%$ ), ma valutate su un periodo di riferimento per i beni artistici  $V_{RA} = nV_R$ , ovvero modificando il periodo di riferimento  $V_R$  tramite il coefficiente  $n$ . Questo coefficiente rappresenta il numero  $n$  di cicli di controllo effettuati su quel particolare bene artistico nell'intervallo di tempo normalmente adottato per il monitoraggio dello stato di conservazione degli apparati decorativi, dei relativi supporti e di elementi architettonici in muratura o materiale lapideo di particolare fattura.

### 1.3.2.2. Conoscenza del manufatto

La conoscenza della costruzione storica in muratura mediante tecniche d'analisi e di interpretazione validate, è un presupposto fondamentale sia ai fini di una attendibile valutazione della sicurezza sismica sia per la scelta di un efficace intervento di miglioramento.

Il percorso della conoscenza può essere ricondotto alle seguenti attività (Tabella 1.6):

- l'identificazione della costruzione, la sua localizzazione in relazione a particolari aree a rischio, ed il rapporto della stessa con il contesto urbano circostante; l'analisi consiste in un primo rilievo schematico del manufatto e nell'identificazione di eventuali elementi di pregio (apparati decorativi fissi, beni artistici mobili) che possono condizionare il livello di rischio;
- il rilievo geometrico della costruzione nello stato attuale, inteso come completa descrizione stereometrica della fabbrica, compresi gli eventuali fenomeni fessurativi e deformativi;

- l'individuazione della evoluzione della fabbrica, intesa come sequenza delle fasi di trasformazione edilizia, dall'ipotetica configurazione originaria all'attuale;
- l'individuazione degli elementi costituenti l'organismo resistente, nell'accezione materica e costruttiva, con una particolare attenzione rivolta alle tecniche di realizzazione, ai dettagli costruttivi ed alla connessioni tra gli elementi;
- l'identificazione dei materiali, del loro stato di degrado, delle loro proprietà meccaniche;
- la conoscenza del sottosuolo e delle strutture di fondazione, con riferimento anche alle variazioni avvenute nel tempo ed ai relativi dissesti.

**Tabella 1.6: Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relative fattori parziali di confidenza.**

Rilievo geometrico	Rilievo materico dei dettagli costruttivi	Proprietà meccaniche dei materiali	Terreno e fondazioni
rilievo geometrico completo  $F_{C1} = 0.05$	limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi  $F_{C2} = 0.12$	parametri meccanici desunti da dati già disponibili  $F_{C3} = 0.12$	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geologici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni  $F_{C4} = 0$
rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi  $F_{C1} = 0$	esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi  $F_{C2} = 0.06$	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali  $F_{C3} = 0.06$	disponibilità di dati geologici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni  $F_{C4} = 0.03$
	esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi  $F_{C2} = 0$	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali  $F_{C3} = 0$	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni  $F_{C4} = 0$

L'appartenenza ad un Livello di Conoscenza più alto implica la possibilità di considerare dei valori dei parametri meccanici più elevati. Il Fattore di Confidenza, infatti, si applica in modo diverso in funzione dei modelli per la valutazione della sicurezza sismica che possono essere così classificati:

- modelli che considerano la deformabilità e la resistenza dei materiali e degli elementi strutturali. Il FC si applica in genere alle proprietà dei materiali, in particolare riducendo le resistenze;
- modelli che considerano l'equilibrio limite dei diversi elementi della costruzione, pensando il materiale muratura come rigido e non resistente a trazione (creazione di un cinematismo di blocchi rigidi, attraverso l'introduzione di opportune sconnessioni). Il FC si applica direttamente alla capacità della struttura, ovvero riducendo l'accelerazione corrispondente ai diversi Stati Limite.

In entrambi i casi, la definizione del Fattore di Confidenza andrà riferita al materiale/tipologia che maggiormente penalizza lo specifico meccanismo di danno/collasso in esame.

Il FC è definito da differenti fattori parziali di confidenza  $F_{Ck}$  ( $k=1,4$ ) caratterizzati dai coefficienti numerici riportati in Tabella 1.6 a seconda delle categorie di indagine e del Livello di Conoscenza raggiunto:

$$FC = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} \quad [4]$$

### 1.3.2.3. Livelli di Valutazione della sicurezza sismica

Le strutture storiche in muratura costituiscono un insieme estremamente variegato e complesso di tipologie e tecniche costruttive: l'analisi del loro comportamento strutturale e la valutazione della loro sicurezza sono condizionate da notevoli incertezze nella definizione delle proprietà meccaniche dei materiali e delle condizioni di vincolo tra gli elementi (Tabella 1.7).

Tabella 1.7: Relazioni intercorrenti tra finalità delle analisi, livello di valutazione e modello di calcolo.

Analisi del rischio sismico del patrimonio culturale		
Finalità dell'analisi	Livello di valutazione minimo	Modello di calcolo
Valutazione a scala territoriale dell'indice di sicurezza sismica	LV1	Modelli semplificati (a base meccanica, statistica o qualitativa)
Accertamento di dettaglio della sicurezza sismica sul singolo manufatto	LV2	Meccanismi locali di collasso esaustivi. Modello globale
Progettazione di interventi di miglioramento sismico		
Finalità dell'analisi	Livello di valutazione minimo	Modello di calcolo
Interventi locali o di riparazione su zone limitate del manufatto	LV2	Meccanismi locali di collasso su singole porzioni di manufatto
Interventi di miglioramento che coinvolgono il funzionamento sismico dell'intero manufatto	LV3	Meccanismi locali di collasso esaustivi. Modello globale

Oltre alla conformità della “regola d’arte”, un ulteriore elemento di valutazione può essere il “collaudo” della storia, di cui l’esistenza stessa della costruzione ci fornisce testimonianza. Tale collaudo, tuttavia, risulta spesso insufficiente nei riguardi della prevenzione dal rischio sismico, in quanto una costruzione (pur se antica) potrebbe non essere ancora stata colpita da un terremoto di intensità pari a quella adottata dalle norme per valutare la sicurezza nei riguardi dello SLV. Inoltre, occorre considerare come la capacità della struttura può essersi modificata per un effetto di accumulo del danno, dovuto a passati terremoti di minore intensità, a causa di dissesti di altra natura e per le trasformazioni che spesso interessano le costruzioni storiche.

Risulta pertanto evidente che, per valutare oggi la sicurezza di una costruzione esistente, è necessaria un’adeguata conoscenza del manufatto, ma che non si possa in ogni caso prescindere da una analisi strutturale, finalizzata a tradurre in termini meccanici e quantitativi il comportamento accertato nella costruzione. Per eseguire tale analisi è possibile definire diversi modelli interpretativi, di diverso grado di accuratezza, che possono interessare l’intera costruzione o sue singole parti.

Nel caso del patrimonio culturale, la valutazione della capacità della struttura e della sicurezza sismica andranno effettuate, sia a livello locale che globale, utilizzando opportuni metodi di analisi. Per edifici esistenti in muratura, è possibile ricorrere a diversi metodi di analisi globale, in funzione del modello con il quale vengono descritte la struttura ed il suo comportamento sismico.

In particolare è possibile fare riferimento alle seguenti analisi:

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

Le LGBC 2011 individuano tre Livelli di Valutazione (LV) definiti a seconda delle finalità delle analisi e i modelli di calcolo adottati e riportati in Tabella 1.7:

- **LV1**, analisi qualitativa e valutazione con modelli meccanici: la valutazione della sicurezza sismica può essere condotta con riferimento a metodi semplificati che siano tuttavia in grado di stimare l’indice di sicurezza sismica. Tale valutazione è applicabile su ampia scala in tempo relativamente breve per la conoscenza preventiva del rischio sismico; le valutazioni sono basate sull’analisi cinematica per macroelementi e sono finalizzate a definire una graduatoria di rischio, utile per evidenziare la necessità di ulteriori indagini di approfondimento e per la programmazione di interventi per la mitigazione del rischio sulla base dell’indice di sicurezza sismica  $I_{S,SL}$  ottenuto e definito dalla seguente espressione:

$$I_{S,SL} = \frac{T_{SL}}{T_{R,SL}} \quad [5]$$

dove:

$T_{SL}$ : periodo di ritorno dell'azione sismica del generico Stato Limite (SLV, SLD, SLA);

$T_{R,SL}$ : periodo di ritorno di riferimento.

Tale graduatoria può essere stilata assumendo per tutti i beni un unico valore della vita nominale (ad esempio 50 anni), considerando quindi nell'analisi di rischio solo la vulnerabilità e l'esposizione.

- **LV2**, valutazione su singoli macroelementi (meccanismo locali di collasso): si applica nel caso di interventi di restauro che interessano singole parti della costruzione, facendo riferimento a modelli locali tra i quali quelli basati sull'analisi cinematica per macroelementi, anche per la valutazione dell'effetto degli interventi, mediante confronto della  $V_N$  valutata allo stato attuale e a seguito dell'intervento tramite l'equazione seguente:

$$V_N = -\frac{T_{SL}}{C_U} \ln(1 - P_{VR}) \quad [6]$$

- **LV3**, valutazione complessiva della risposta sismica del manufatto: deve essere adottata nella progettazione di interventi che modifichino il funzionamento della costruzione, ma non devono essere necessariamente svolte su un modello globale della struttura: è possibile procedere alla scomposizione della struttura in parti (macroelementi), a condizione che venga valutata la ripartizione delle azioni sismiche tra i diversi sistemi strutturali, in ragione delle diverse rigidzze e dei collegamenti tra le stesse. Si può effettuare con gli stessi metodi utilizzati per LV2, ma applicati sistematicamente su ciascun elemento. Confrontando i valori ottenuti per diversi macroelementi si può anche evidenziare l'inutilità di alcuni interventi.

#### 1.3.2.4. Criteri per il miglioramento sismico

Gli interventi sulle strutture, volti a ridurre la vulnerabilità sismica, sono da valutarsi nel quadro generale della conservazione della costruzione. La scelta della strategia e della tecnica d'intervento, nonché l'urgenza di attuarlo, dipendono dai risultati ottenuti dalla precedenti fasi di valutazione.

L'obiettivo principale da perseguire deve focalizzarsi nella conservazione non solo della materia ma anche del funzionamento strutturale accertato, qualora questo non presenti carenze tali da poter comportare la perdita del bene.

La scelta delle tecniche d'intervento sarà valutata caso per caso, dando la preferenza a quelle meno invasive e maggiormente compatibili con i criteri della conservazione, tenendo conto dei requisiti di sicurezza e durabilità. Dovranno essere privilegiati gli interventi in grado di trasformare in modo non permanente l'edificio ed i nuovi materiali (innovazione tecnologica) dovranno essere valutati alla luce dei criteri di compatibilità e durabilità nel tempo, in relazione alla materia storica.

Per la progettazione degli interventi vengono quindi introdotti due diversi Livelli di Valutazione:

- **LV2 (riparazione o intervento locale)** – valutazioni da adottare in presenza di interventi locali su zone limitate del manufatto, che non alterano in modo significativo il comportamento strutturale accertato, per le quali sono suggeriti metodi di analisi locale; in questo caso la valutazione dell'azione sismica allo SLV per l'intero manufatto, comunque richiesta, viene effettuata con gli strumenti del livello LV1;
- **LV3 (intervento di miglioramento)** – progetto di interventi diffusi nella costruzione, che per quanto possibile non dovrebbero modificare il funzionamento strutturale accertato attraverso il percorso della conoscenza; le valutazioni devono riguardare l'intero manufatto, e possono utilizzare un modello strutturale globale, nei casi in cui questo possa essere ritenuto attendibile, o i metodi di



analisi locale previsti per il livello LV2, purché applicati in modo generalizzato su tutti gli elementi della costruzione (l'esperienza acquisita a seguito dei passati eventi sismici ha infatti mostrato come, per gli edifici storici in muratura, il collasso sia raggiunto, nella maggior parte dei casi, per perdita di equilibrio di porzioni limitate della costruzione, definite nel seguito macroelementi). Il livello di valutazione LV3 può essere utilizzato anche quando, in assenza di un progetto di intervento, venga comunque richiesta un'accurata valutazione della sicurezza sismica del manufatto.

Gli interventi devono essere in genere rivolti a singole parti del manufatto, contenendone il più possibile l'estensione ed il numero, e comunque evitando di alterare in modo significativo l'originale distribuzione delle rigidezze negli elementi. L'esecuzione di interventi su porzioni limitate dell'edificio va comunque valutata e giustificata nel quadro di una indispensabile visione d'insieme, portando in conto gli effetti della variazione di rigidezza e resistenza degli elementi.

Gli interventi dovranno, per quanto possibile, rispettare la concezione e le tecniche originarie della struttura, nonché le trasformazioni significative avvenute nel corso della storia del manufatto. Da questo punto di vista gli elementi strutturali danneggiati, quando possibile, devono essere riparati piuttosto che sostituiti e le deformazioni ed alterazioni, costituendo una testimonianza del passato, dovrebbero essere mantenute, eventualmente adottando misure atte a limitarne gli effetti negativi sulle condizioni di sicurezza.

Particolare attenzione deve essere posta anche alla fase esecutiva degli interventi per assicurare la reale efficacia degli stessi ed evitare dissesti che comportino il peggioramento delle caratteristiche della muratura o del funzionamento degli elementi costruttivi. Per quanto possibile, è opportuno che gli interventi proposti siano controllabili in corso d'opera.

La strategia di intervento può appartenere a una delle seguenti categorie generali o a particolari combinazioni di esse:

- rinforzo di parte o di tutti gli elementi resistenti, al fine di aumentarne selettivamente la resistenza, la rigidezza, la duttilità o una combinazione di esse (ponendo sempre estrema attenzione alle modifiche indotte allo schema strutturale);
- inserimento di nuovi elementi, compatibili con quelli esistenti, al fine di eliminare la vulnerabilità locale di alcune parti della costruzione e migliorare il funzionamento complessivo in termini di resistenza o duttilità;
- introduzione di una protezione passiva mediante strutture di controvento dissipative e/o isolamento alla base (considerando accuratamente tutte le possibili ricadute sulla conservazione, ed in particolare la presenza di substrati archeologici);
- riduzione delle masse (con le dovute precauzioni);
- limitazione o cambiamento della destinazione d'uso dell'edificio (in questo caso sarà obbligatoria una verifica di compatibilità alle trasformazioni urbanistiche previste nei piani attuativi e nei cambi di destinazione d'uso degli edifici).

In generale gli interventi proposti differiscono per:

- estensione: interventi limitati ad alcuni elementi; interventi estesi a tutta la struttura;
- comportamento statico (e dinamico) accertato e conseguito: a) interventi che non modificano l'attuale comportamento statico; b) interventi che pur modificando l'attuale comportamento statico, sono coerenti con il funzionamento della tipologia strutturale; c) interventi che modificano l'originale comportamento statico;
- invasività e reversibilità: il primo riguarda l'intervento teso alla modifica permanente degli elementi resistenti, diversamente dal secondo, il quale integra gli elementi resistenti e/o condiziona le sollecitazioni senza trasformare in modo permanente la struttura originale;

- stato di coazione fornito: a) interventi passivi, che non forniscono uno stato di coazione agli elementi originali; b) interventi attivi, che introducono stati di sollecitazione attraverso azioni autoequilibrate;
- integrità architettonica: intervento in grado di conservare non solo la qualità materico costruttiva del manufatto, ma anche la tipologia ed il suo aspetto;
- durabilità nel tempo e compatibilità del materiale: anche in rapporto alle caratteristiche chimico fisiche della materia storica.

L'intervento dovrà essere valutato anche in ragione del suo costo, rapportandolo all'entità del beneficio da esso prodotto ed all'effettiva necessità.

### 1.3.3. Principali aspetti normativi nella prevenzione sismica su edifici pubblici

Ai fini della prevenzione sismica dei manufatti, secondo quanto previsto con l'emanazione dell'Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20/3/2003 all'art. 2 comma 3, *"è fatto obbligo di procedere a verifica, da effettuarsi a cura dei rispettivi proprietari, ai sensi delle norme di cui ai suddetti allegati, sia degli edifici di interesse strategico e delle opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di Protezione Civile, sia degli edifici e delle opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso"*.

L'adempimento delle verifiche viene definito entro un termine di cinque anni (più volte prorogato) dalla sua emanazione con priorità per gli edifici ed opere ubicate in zone ad alta intensità sismica (zone 1 e 2). L'ordinanza quindi obbliga i proprietari, pubblici e privati, a sottoporre a verifica le opere (edifici e opere infrastrutturali) di interesse strategico o rilevanti, progettate secondo norme antecedenti al 1984 o situate in Comuni la cui attuale classificazione sismica risulti più severa rispetto a quella dell'epoca di realizzazione; l'individuazione di tali tipologie di opere per quelle di competenza statale è avvenuta con il Decreto 21 ottobre 2003, rimandando l'individuazione per quelle di competenza regionale a successivi decreti e leggi regionali.

Vengono inoltre definite le peculiarità delle opere coinvolte:

- **edifici di interesse strategico:** le opere la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di Protezione Civile;
- **edifici ed opere rilevanti** suddivise in:
  - 1) Edifici pubblici o comunque destinati allo svolgimento di funzioni pubbliche nell'ambito dei quali siano normalmente presenti comunità di dimensioni significative, nonché edifici e strutture aperti al pubblico suscettibili di grande affollamento, il cui collasso può comportare gravi conseguenze in termini di perdite di vite umane.
  - 2) Strutture il cui collasso può comportare gravi conseguenze in termini di danni ambientali (quali ad esempio impianti a rischio di incidente rilevante, impianti nucleari).
  - 3) Edifici il cui collasso può determinare danni significativi al patrimonio storico, artistico e culturale (quali ad esempio musei, biblioteche, chiese).

Successivamente vengono emanati ulteriori Decreti di aggiornamento e chiarimento sullo stato delle verifiche previste e gestione degli esiti previsti dall'O.P.C.M. 3274/03:

- Circolare P.C.M. n. DPC/SISM/0031471 del 21.04.2010 in cui viene chiarito l'obbligo di procedere alla verifica sismica ma non all'intervento a meno che non si disponga di risorse ordinarie sufficienti. Inoltre è fissato l'obbligo del rilevamento di livello 0 delle opere strategiche e rilevanti attraverso la compilazione della scheda di sintesi aggiornata alle NTC 2008.
- Circolare P.C.M. n. DPC/SISM/0075499 del 07.10.2010 in cui viene chiarito come nel caso delle verifiche sismiche non sussiste l'obbligatorietà e improcrastinabilità degli interventi di

miglioramento o adeguamento sismico. Ricorda inoltre l'indicazione dell'Ordinanza sulla obbligatorietà della verifica, demandato invece gli interventi, se necessari, alla pianificazione triennale delle amministrazioni. La Circolare, inoltre, chiarisce come la *"conoscenza che deriverà dal censimento di livello 0 fornirà le informazioni che consentiranno di effettuare una stima, seppur di larga massima, delle esigenze economiche ed il quadro temporale entro cui potranno essere soddisfatte"*. Infine chiarisce come si dovrà continuare a garantire la funzionalità delle opere adottando strategie di gestione basate sulla considerazione del livello di rischio derivante dalla valutazione di sicurezza.

- Circolare P.C.M. n. DPC/SISM/0083283 del 04.11.2010 in cui viene chiarito l'obbligo della verifica di sicurezza, ma non dell'intervento, salvo nel caso in cui il proprietario o gestore disponga di risorse ordinarie sufficienti per la sua esecuzione. In riferimento alla problematica dei tempi di attivazione degli interventi a seguito della verifica la Circolare chiarisce come tali provvedimenti *"sono necessari e improcrastinabili nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio"*. Diversamente invece per le azioni non controllabili dall'uomo dove non è possibile imporre l'obbligatorietà dell'intervento non appena se ne riscontri l'inadeguatezza ma dovranno necessariamente essere adottate azioni calibrate sulle singole situazioni.

Gli interventi da adottare potranno essere parziali e/o temporanei, al fine di risolvere le vulnerabilità più importanti ed eseguire in momenti gli interventi più "corposi". I fattori influenti nella scelta delle tempistiche e priorità di intervento riguardano l'esposizione di vite umane (n° persone, tempo di permanenza), le previsioni di utilizzo futuro, il ruolo della specifica struttura (rilevanza), la possibilità di intervenire senza interrompere totalmente la funzione dell'edificio e le disponibilità economiche.



## 2. PERCORSO PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA

La mitigazione del rischio sismico e la pianificazione di una corretta politica di prevenzione del patrimonio monumentale sono strettamente connesse alla definizione di strumenti di valutazione della vulnerabilità sismica a livello territoriale. L'elevato numero di manufatti determina l'esigenza di dotarsi di strumenti che, seppur in maniera semplificata, siano in grado di determinare una graduatoria del livello di sicurezza del patrimonio tutelato in modo da guidare il processo decisionale su cui finalizzate il nostro approfondimento di valutazione e conseguentemente l'eventuale intervento di miglioramento sismico (Podestà et al., 2007, in LGBC 2007).

L'allineamento delle Linee Guida alle NTC ha consentito una ulteriore riflessione su alcuni aspetti che legano la conoscenza e la prevenzione dal rischio sismico del patrimonio culturale: in particolare un affinamento del rapporto tra conoscenza, specificatamente del dato qualitativo, con la definizione dell'azione sismica e delle prestazioni strutturali dei materiali attraverso i Fattori di Confidenza, aspetto quantitativo (Faccio, 2007, in LGBC 2007).

Lo sviluppo di una metodologia in grado di definire delle priorità di intervento, per quanto riguarda la sicurezza sismica degli edifici, è di particolare interesse in quanto permette di proporre e di stabilire delle linee guida per intervenire su quelle strutture che presentano una resistenza inadeguata rispetto a quella richiesta dalle norme sismiche (ProgettoS1-Deliverable\_D16).

Il livello di complessità del modello è commisurato al Livello di Conoscenza della struttura reale, in termini di caratteristiche sia meccaniche dei materiali, che geometriche dei diversi elementi strutturali e dell'organismo strutturale nel suo insieme. Infatti, la conoscenza di una struttura esistente non è mai totale, ed il livello di dettaglio è commisurato ai tempi e ai costi di esecuzione dei rilievi e delle indagini sperimentali sui materiali e sugli elementi strutturali. La scelta del modello e l'intera procedura di analisi nascono dall'ottimizzazione dell'impegno richiesto, sia in termini di indagini in sito che in termini di calcolo, commisurato ad una applicazione su scala relativamente ampia (SAVE VCVM).

### 2.1. Il caso studio: patrimonio edilizio storico dell'Università di Padova

#### 2.2. Evoluzione storica

Il patrimonio edilizio ed architettonico dell'Università di Padova si è sviluppato in sintonia con la trasformazione del tessuto urbano della città, coinvolgendo l'edilizia storica esistente attraverso il restauro e il riutilizzo di antichi edifici, ed integrandolo con nuovi interventi architettonici attuati prevalentemente nel corso dell'ultimo secolo. È proprio in tale periodo che l'Ateneo è stato espressione della più importante fase di rinnovamento del costruito e di ampia espansione di nuovi istituti su aree libere immediatamente a ridosso del nucleo storico della città di Padova. Uno sviluppo che si è sempre confrontato con il complesso tessuto urbano preesistente della città e che ha continuato fino ad oggi ad arricchire e caratterizzare gli edifici in gestione e proprietà dell'Università.

Lo sviluppo dell'Ateneo di Padova, e quindi del suo costruito, può riferirsi a tre principali periodi storici (Brunetta, 1966): il primo si sviluppa fino al XIX sec, il secondo coinvolge la prima metà del '900 ed infine il terzo che interessa la fase del dopoguerra; successivi studi (Stellin et al., 2014) hanno identificato ulteriori due fasi che ricoprono il periodo storico mancante fino ad oggi.

Le cinque fasi definite differenziano i periodi storici dell'evoluzione dell'Ateneo secondo analisi che interessano aspetti quali gli insediamenti universitari, l'edilizia di servizio, lo sviluppo urbano e la pianificazione urbanistica (Figura 2.2).

### Primo periodo (1222-1900)

Dalla fondazione dell'Ateneo (1222) si sviluppa la figura dell'Università attorno al complesso del Palazzo Centrale del Bo': da sempre struttura di riferimento e centro dell'intero sviluppo universitario fu destinato (e voluto) come sede principale dell'Ateneo e come luogo simbolo dell'incontro tra lo studio e la città.

Fino alla fine del XVII secolo l'assetto edilizio è composto da pochi complessi: a partire da questo periodo andranno ad aggiungersi ulteriori edifici, acquisiti in vario modo, che saranno poi riadattati alle esigenze della destinazione cui il singolo edificio sarà adibito.

Agli inizi del 1800 il patrimonio presenta una struttura diffusa nella città: pur rimanendo sempre all'interno delle mura cinquecentesche, si amplia su nuovi spazi sia centrali che marginali, rispondendo alle nuove necessità di una Università in piena espansione

Tuttavia, l'Ateneo così indipendente dal governo, tende nuovamente a intrecciare il suo sviluppo con quello della città, articolandosi in una struttura diffusa di sedi e servizi, questi ultimi parzialmente riassorbiti dalla vita civile, come nel caso dei collegi, con un Ateneo che interagisce direttamente con la vita sociale, urbana ed economica di Padova (Stellin et al., 2014).

### Secondo periodo (1900-1945)

In questo periodo, grazie ad un importante contributo statale coordinato dai consorzi universitari tra loro succedutisi, l'edilizia dell'Ateneo intraprese una delle fasi più proficue e di massimo sviluppo coinvolgendo vaste aree libere in prossimità del centro storico. Attraverso un decentramento dell'Università sul territorio cittadino, nascono in questo periodo interi quartieri d'interesse universitario su vaste aree subito a ridosso della cerchia delle mura antiche (Figura 2.1).

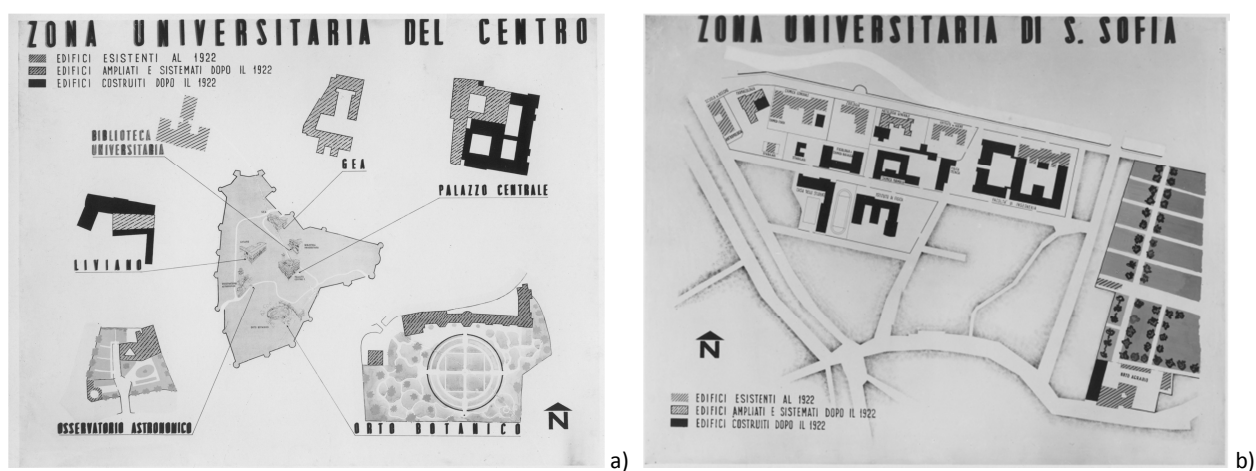


Figura 2.1: Sviluppo del patrimonio edilizio nel corso del '900: a) diffusione nel tessuto urbano di Padova, b) creazione dei primi quartieri universitari

Nel complesso, però, questa fase contrassegnata da una significativa espansione edilizia, si configura in contrasto con una visione più globale e ampia dell'intero patrimonio edilizio. Lo sviluppo, infatti, risulta sparso e non sempre pianificato anche a causa dell'espansione all'interno di un contesto urbano già fortemente preesistente come il centro storico della città. Un ulteriore problema non percepito, durante questo periodo, è quello di pianificazione dal punto di vista di una possibile espansione dell'esistente: l'incremento degli utenti futuri, infatti, non renderà sempre possibile o agevole l'intervento di ampliamento e risistemazione del costruito.



Figura 2.2: Sviluppo del tessuto urbano e degli insediamenti universitari nella città di Padova: configurazione presente nel 1900, 1945, 1962 e 2005 (Stellin et al., 2014)

### Terzo periodo (1945-1961)

Periodo che dal dopoguerra ha portato al completamento e massimo sviluppo: il patrimonio edilizio si presentava non eccessivamente compromesso dagli eventi bellici ma, comunque, estremamente bisognoso di interventi di manutenzione straordinaria e di adeguamento degli impianti (Stellin et al., 2014). È in questa fase che inizia a definirsi una necessità di gestione programmata e di valorizzazione di ogni struttura, garantendo poi un'adeguata manutenzione ordinaria e straordinaria.

Nonostante ciò, questo periodo di crescita ha frequentemente rappresentato interventi che intervennero sul costruito esistente attraverso ampliamenti e superfetazioni non previste o poco idonee ad un impianto edilizio già definito e consolidato; ne consegue la necessità di una nuova pianificazione dell'assetto urbanistico e logistico sia dell'Università che della città che la ospita.

### Quarto periodo (1962-1990)

In questo periodo, vista la necessità di garantire strutture ad un numero sempre maggiore di utenti, il patrimonio edilizio continua nella sua fase di sviluppo: sia attraverso azioni di ampliamento e saturazione degli spazi che la città offriva, sia programmando nuove costruzioni nelle zone al di fuori del centro città; inoltre, frequenti furono interventi di recupero e restauro di molteplici edifici storici.

La quarta fase evolutiva degli insediamenti, dunque, è caratterizzata da un'ulteriore espansione ma anche compartimentazione dei settori universitari nel tessuto urbano attraverso operazioni di nuova costruzione, ampliamento ed recupero edilizio (Stellin et al., 2014).





- **3 gennaio 1117:** con epicentro nel basso veronese, a Padova si riscontrarono danni alla chiesa di Santa Giustina e alla cattedrale, per quest'ultimo edificio furono necessari lavori di rifacimento della copertura;
- **25 dicembre 1348:** forte terremoto localizzato nel bresciano, che colpì numerosi centri della Lombardia, dell'alta Emilia e del Veneto. Padova subì effetti equivalenti al grado VI della scala MCS;
- **25 gennaio 1348:** con area epicentrale localizzata nella Carinzia, causò notevoli e importanti danni in area veneta. A Padova fu gravemente lesionata la torre Rossa del comune tanto da dovere essere demolita e ricostruita. Anche il patrimonio privato risentì di tale sisma: si registrarono crolli di alcune case e un quadro di danni generale ai muri interni o alle coperture. In questo periodo storico le lesioni, i cedimenti strutturali, i danni alle coperture attiravano scarsamente l'attenzione dei memorialisti e in questo senso le loro indicazioni vanno intese come risultato di una "selezione" culturale del quadro sismico;
- **24 gennaio 1491:** l'area epicentrale di questa scossa si trova nel veronese. A Padova causò gravi danni strutturali alla chiesa di Santa Maria dei Carmelitani riguardanti il crollo totale della copertura con archi e volte, e di parti della muratura superiore. Tali crolli coinvolsero anche le strutture adiacenti come il dormitorio, la sacrestia e il chiostro. Ad aggravare i danni sismici fu anche il sovraccarico di neve sulle strutture verticali, dovuto a un inverno particolarmente nevoso.
- **26 marzo 1511:** questo evento è localizzato in Slovenia, ma coinvolse molte città venete. Anche a Padova si registrarono diversi effetti: crollo di camini, danni leggeri diffusi nell'edilizia civile minore, danni alla Cattedrale e ad alcune parti delle mura del Castello e della Basilica del Santo;
- **25 febbraio 1695:** evento localizzato nell'asolano. Per Padova si hanno informazioni solo sull'edilizia pubblica ed ecclesiastica, perché la prassi amministrativa della Repubblica di Venezia non prevedeva in questo periodo interventi per l'edilizia privata. Dai documenti disponibili (Archivio di Stato di Venezia) si riscontrano danni nel solo palazzo del podestà di Padova con fessure nei muri e il crollo di una porzione del tetto. Inoltre, crollò nuovamente il tetto della chiesa del Carmine.

In epoca più recente gli eventi più rilevanti sono quelli che hanno colpito il territorio friulano (1976) e la pianura padana orientale (2012); quest'ultimo, anche se con effetti molto minori rispetto alle zone epicentrali, ha interessato anche il patrimonio edilizio dell'Ateneo di Padova registrando per alcuni edifici il manifestarsi di lesioni e/o fessurazioni di lieve entità e tali da non compromettere la sicurezza strutturale dei manufatti stessi e dei suoi utenti.

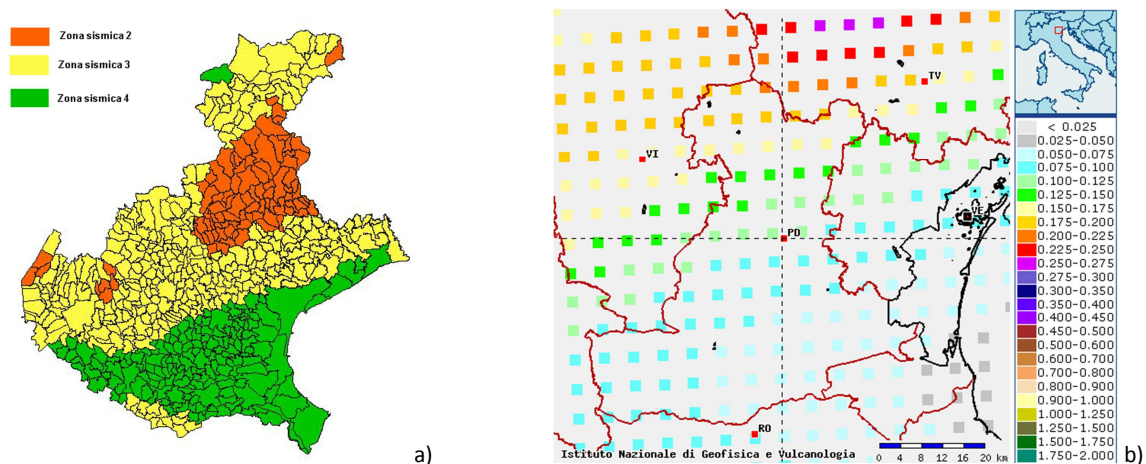


Figura 2.5: a) Classificazione sismica dei Comuni del Veneto secondo intervalli di accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni; b) Mappa di pericolosità sismica espressa in termini di accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni: Provincia di Padova

Queste osservazioni attribuiscono alla città di Padova ed al suo territorio una pericolosità sismica limitata, rispetto ad una vulnerabilità elevata e una esposizione elevatissima.

In particolare, considerando l'identificazione della pericolosità sismica in termini di intervalli di accelerazione, l'intero territorio del Comune di Padova appartiene alla zona sismica classificata (O.P.C.M. 3274/2003, aggiornata al 16/01/2006) come livello 4 di pericolosità (molto bassa,  $PGA < 0.05g$ ) (Figura 2.5).

La domanda sismica secondo l'attuale normativa (NTC 2008 e relativa Circolare n.617/2009) è definita come la massima accelerazione attesa in un determinato luogo. Essa può essere desunta mediante i parametri relativi alla mappatura della pericolosità sismica del sito in cui è possibile ricavare i parametri sismici necessari alla definizione dell'azione sismica. Considerando le indicazioni normative in riferimento alla probabilità di superamento (10% in 50 anni per SLV), il tempo di ritorno ( $T_R=712$  anni con  $V_N=50$  anni e  $c_U = III$ ), la categoria del suolo di fondazione (C, depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti), il coefficiente topografico ( $S_T=1$ ) ed il valore di struttura ( $q=2$ ), il valore di riferimento  $a/g$  considerato è 0.193 corrispondente all'accelerazione di ancoraggio dello spettro elastico in accelerazione di 0.099g. Ulteriori parametri di riferimento sono il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale  $F_0$  (2.597) ed il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale  $T_C^*$  (0.342).

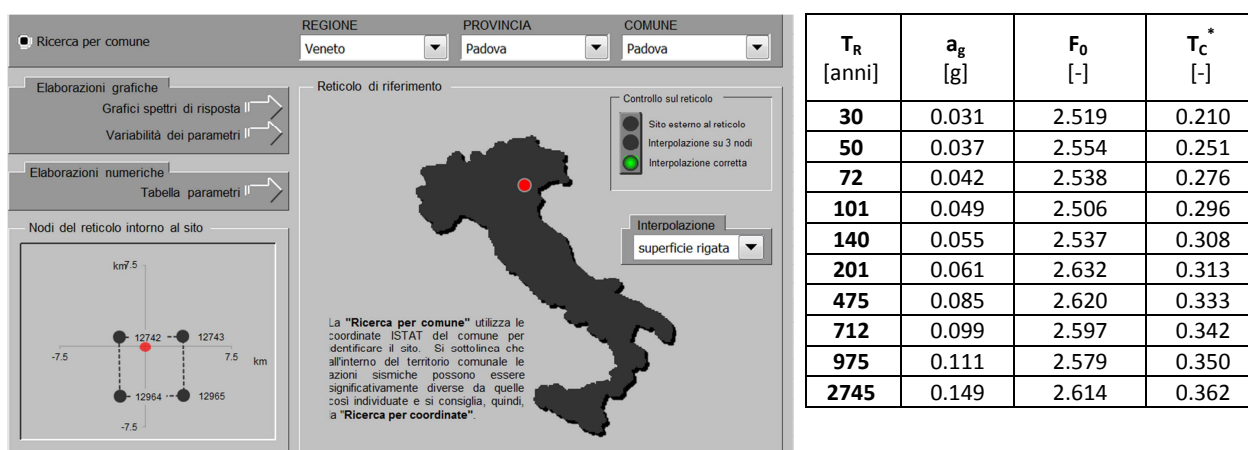


Figura 2.6: Individuazione dei parametri del sito con l'ausilio del software Spettri NTC ver. 1.0.3 fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (i parametri qui riportati sono riferiti al Comune di Padova)

Di seguito, in Tabella 2.2, sono esposti i parametri caratteristici del sito e per il calcolo della componente orizzontale dello spettro di progetto.

Tabella 2.1: Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  per i diversi SL con  $V_N$  50 anni e  $C_U$  III.

SL	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	45	0.036	2.547	0.242
SLD	75	0.043	2.534	0.279
SLV	712	0.099	2.597	0.342
SLC	1462	0.126	2.594	0.355

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

Coordinate geografiche città di Padova	Latitudine	45.407139
	Longitudine	11.876456
Accelerazione orizzontale massima al sito	$a_g$	0.099
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	$F_0$	2.597
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	$T_c^*$	0.342
Vita nominale	$V_N$	$\geq 50$
Classe d'uso e valore del coefficiente d'uso (edifici rilevanti)	$C_u(III)$	1.5
Periodo di ritorno dell'azione sismica	$V_R$	75
Probabilità di superamento per SLV	$Pv_R$	0.10
Tempo di ritorno dell'azione sismica	$T_R$	712
Categoria sottosuolo (prevalente)	<b>C</b>	
Coefficienti di amplificazione stratigrafica	$S_S$	1.5
	$C_C$	1.496
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T$	1.00
Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche	<b>S</b>	1.5
Fattore di struttura	<b>q</b>	2
Periodo corrispondente all'inizio dello spettro ad accelerazione costante	$T_C$	0.556
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro	$T_B$	0.171
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro	$T_D$	0.512
Spettro di progetto della componente orizzontale (il primo periodo di vibrazione degli edifici $T_1$ ricade sempre tra i valori di $T_B$ e $T_C$ )	$S_d(T)$	0.193

### 2.3. Acquisizione dei dati tipologici su edifici isolati e in aggregato esistenti

Le analisi di vulnerabilità sismica del patrimonio storico su scala urbana possono essere condotte investendo diversi livelli, diverse metodologie di analisi e adottando approcci multi scala che permettano di individuare gli aspetti comuni tra comportamento del singolo edificio e vulnerabilità su scala territoriale. La vulnerabilità deve essere valutata pertanto prendendo in considerazione sia gli aspetti del contesto edificato che del costruito storico in generale, i quali spesso contribuiscono alla variazione del comportamento sismico degli edifici.

Vista l'estesa diffusione del patrimonio edilizio storico risulta necessario, con lo scopo di valutarne globalmente la vulnerabilità, individuare opportune modalità di riduzione dei tempi di acquisizione delle informazioni, adottando soluzioni come la redazione di schede speditive per l'analisi del patrimonio compatibili con le caratteristiche del costruito. Di fondamentale importanza risulta, inoltre, adottare analisi semplificate per stime rapide a livello territoriale, integrate da valutazioni di vulnerabilità di dettaglio che servano ad individuare le caratteristiche proprie del tessuto edilizio oggetto di studio.

Lo sviluppo di analisi semplificate a livello urbano è il punto di partenza per l'individuazione di misure di prevenzione e permette di identificare problemi complessi che possono essere risolti solo attraverso indagini più dettagliate (Binda, 2004).

La valutazione della vulnerabilità richiede l'utilizzo di una strumentazione rigorosa, tuttavia facilmente applicabile su macro scala. Solo una scrupolosa raccolta di informazioni e l'attenta formulazione di un preliminare giudizio sul livello di rischio sismico consentiranno di pianificare le priorità per l'esecuzione di interventi preventivi di miglioramento sismico per la mitigazione del rischio.

La metodologia proposta è caratterizzata in primo luogo da una fase di rilievo in sito mediante apposite schede con vari livelli di approfondimento, opportunamente calibrate sulla base delle richieste del costruito oggetto di studio. Fondamentale risulta la fase di raccolta dei dati relativi all'evoluzione storica

del costruito analizzato, incluse informazioni relative allo stato di fatto e allo stato di dissesto: la fase di analisi visiva, infatti, non può prescindere dal riconoscimento e dalla caratterizzazione degli elementi costituenti (tecnologie costruttive e strutturali).

### **2.3.1. Strumenti schedografici di supporto**

Lo svolgimento delle attività di rilevamento in sito risultano essenziali per consentire una buona comprensione dei complessi dal punto di vista sia dell'analisi che della valutazione di vulnerabilità. Tali procedure si basano sull'osservazione diretta degli edifici (in sito) e mediante il reperimento delle informazioni per ogni singola unità strutturale (US). L'attività, infatti, parte da una ricognizione generale dei blocchi con la finalità di suddividere gli edifici aggregati o isolati in Unità Strutturali; come indicato nelle NCT 2008 (§ 8.7.1), l'US è valutata in considerazione della forma del complesso edilizio: è identificabile da porzioni con *“continuità cielo-terra, per quanto riguarda il flusso dei carichi verticali e, di norma, sarà delimitata o da spazi aperti, o da giunti strutturali, o da edifici contigui strutturalmente ma, tipologicamente, diversi”*.

La raccolta di informazioni attraverso una fase di schedatura speditiva, procedura ampiamente consolidata, risulta quanto più necessaria per poter raccogliere informazioni relative ad un campione di edifici molto numeroso; le informazioni raccolte riguardano parametri e variabili relative alla geometria, alle caratteristiche strutturali e alla presenza di danno.

Il primo riferimento schedografico (Figura 2.7) utilizzato per l'intero patrimonio edilizio riguarda la *“Scheda di sintesi di livello 0 di edifici strategici ai fini della Protezione Civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico”* elaborata dal Dipartimento della Protezione Civile. Le informazioni contenute nella scheda descrivono aspetti riguardanti:

- identificazione generale (aspetti generali e posizione dell'edificio nella sua configurazione insediativa);
- dati dimensionali e età costruzione/ristrutturazione (numero di piani, altezza e superficie media di piano, anno di progettazione e costruzione);
- materiale strutturale principale della struttura verticale;
- dati di esposizione;
- dati geomorfologici;
- destinazione d'uso;
- eventi significativi subiti dalla struttura;
- informazioni sulla verifica sismica;
- note.

**ALLEGATO 1:**

PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI  
DIPARTIMENTO DELLA PROTEZIONE CIVILE  
UFFICIO SERVIZIO SISMICO NAZIONALE

**SCHEDA DI SINTESI DI LIVELLO 0 DI EDIFICI STRATEGICI AI FINI DELLA PROTEZIONE CIVILE O RILEVANTI IN CASO DI COLLASSO A SEGUITO DI EVENTO SISMICO**  
(Circolare n. 3274/2003 - Articolo 2, commi 3 e 4, D.M. 14/7/2008, circolare DPC/2008 n. 21471 del 21.4.2010)

**1) Identificazione dell'edificio**

Spazio riservato DPC \_\_\_\_\_

Regione \_\_\_\_\_ Codice Istat \_\_\_\_\_

Provincia \_\_\_\_\_ Codice Istat \_\_\_\_\_

Comune \_\_\_\_\_ Codice Istat \_\_\_\_\_

Frazione/Localtà \_\_\_\_\_ Particelle \_\_\_\_\_

Indirizzo \_\_\_\_\_ Posizione edificio: 1 O Isolato, 2 O Interno, 3 O D'imboccatura, 4 O D'angolo

Coordinate geografiche (ED50 - UTM fuso 32-33) \_\_\_\_\_

Num. Civico \_\_\_\_\_ C.A.P. \_\_\_\_\_

Denominazione edificio \_\_\_\_\_

Progettato \_\_\_\_\_

Utilizzato \_\_\_\_\_

**2) Dati dimensionali e età costruzione/ristrutturazione**

N° Piani totali con mezzati	Altezza media di piano (m)	Superficie media di piano (m²)	D	Anno di progettazione
A	B	C	D	E

F O Nessun intervento eseguito sulla struttura dopo la costruzione

G Anno di progettazione ultimo intervento eseguito sulla struttura \_\_\_\_\_

G1 O Adeg. G2 O Miglior. G3 O Altro

**3) Materiale strutturale principale della struttura verticale**

Calcestruzzo armato	Acciaio	Acciaio-cemento	Mattone	Legno	Misto (mattoni e calcestruzzo)	Altre (specificare)
A	B	C	D	E	F	G

**4) Dati di esposizione**

Numero di persone mediamente presenti durante la fruizione ordinaria dell'edificio \_\_\_\_\_

Ore di fruizione ordinaria nel giorno \_\_\_\_\_

Mesi di fruizione ordinaria nell'anno \_\_\_\_\_

Pagina 5

**5) Dati geomorfologici**

Morfologia del sito				Fenomeni franosi	
A O Divergo	B O Cresta	C O Pendio	D O Pianura	E O Assenti	F O Presenti

**6) Destinazione d'uso**

A Originaria \_\_\_\_\_ B Attuale \_\_\_\_\_

**7) Descrizione degli eventuali interventi strutturali eseguiti**

A Soprelevazione

B Ampliamento

C Variazione di destinazione che ha comportato un incremento dei carichi originari al singolo piano superiore al 20%

D Interventi strutturali volti a trasformare l'edificio mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente

E Interventi strutturali rivolti ad eseguire opere e modifiche, rinnovare e sostituire parti strutturali dell'edificio, alorché detti interventi implichino sostanziali alterazioni del comportamento globale dell'edificio stesso

F Interventi di miglioramento sismico

G Interventi di sola riparazione dei danni strutturali

**8) Eventi significativi subiti dalla struttura**

Tipo evento	Data	Tipologia intervento
1) Codice evento _____	_____	_____
2) Codice evento _____	_____	1) Frana <input type="checkbox"/> 2) Alluvione <input type="checkbox"/>
3) Codice evento _____	_____	_____

**9) Perimetrazione ai sensi del D.L. 180/1998**

SI O - NO O

Area R4  Area R3

**10) Informazioni sulla verifica sismica**

A Effettuata con coframentamento DPC  B Effettuata con altri frangimenti  C Non effettuata

**11) Note**

Compilazione della scheda \_\_\_\_\_

Amministrazione competente per la compilazione della scheda \_\_\_\_\_

Amministrazione competente per la trasmissione della scheda a DPC \_\_\_\_\_

Pagina 6

Figura 2.7: Scheda di sintesi di livello 0 di edifici strategici e rilevanti

Il secondo riferimento utilizzato per procedere alla raccolta dei dati delle sole strutture storiche in muratura, si basa su una opportuna rielaborazione ed integrazione della “Scheda per il rilevamento speditivo degli edifici in muratura” elaborata dall’Istituto per le Tecnologie della Costruzione-CNR. Tale scheda semplificata per il rilievo di edifici, in relazione a tipologie specifiche isolate e in aggregato, comprende anche informazioni utili alla calibrazione di modelli probabilistici.

I campi d’informazione riportati nella scheda e raccolti nel corso della campagna speditiva di rilevamento in sito fanno riferimento a parametri caratterizzanti il costruito esistente: l’attenzione viene focalizzata sugli aspetti geometrici e strutturali, storico evolutivi, e sulle condizioni dello stato di fatto con l’individuazione della presenza di danno o degrado. Tali dati sono stati opportunamente aggregati ed elaborati, così da poter individuare i parametri caratterizzanti il comportamento strutturale e procedere alle fasi di definizione e analisi delle tipologie edilizie presenti.

La parte iniziale della scheda è riservata all’identificazione fotografica del contesto insediativo e schematica della pianta dell’edificio con l’identificazione delle US (Figura 2.8); per quest’ultima si ritiene opportuno assumere quella del piano terra, la più significativa, essendo solitamente la verifica della resistenza alle forze sismiche più gravosa a questo livello. La presenza di variazioni plano-altimetriche, più o meno evidenti, così come le caratteristiche strutturali degli elementi verticali e orizzontali, le vulnerabilità e le condizioni sullo stato di fatto sono prese in considerazione nella compilazione della scheda.

La scheda è compilata per ogni singola US e si sviluppa in più sezioni riguardanti:

- Sezione 1: Informazioni generali.
- Sezione 2: Dati geometrici.
- Sezione 3: Dati tipologici.
- Sezione 4: Altri fattori di regolarità e vulnerabilità.
- Sezione 5: Danno ad elementi strutturali, non strutturali e preesistenti.

Per semplificare la successiva fase di elaborazione e analisi dei dati ad ogni sezione fanno riferimento più variabili, come indicato nelle tabelle seguenti, a cui corrispondono differenti informazioni espresse secondo un codice alfanumerico di uno o più caratteri, oppure un numero.

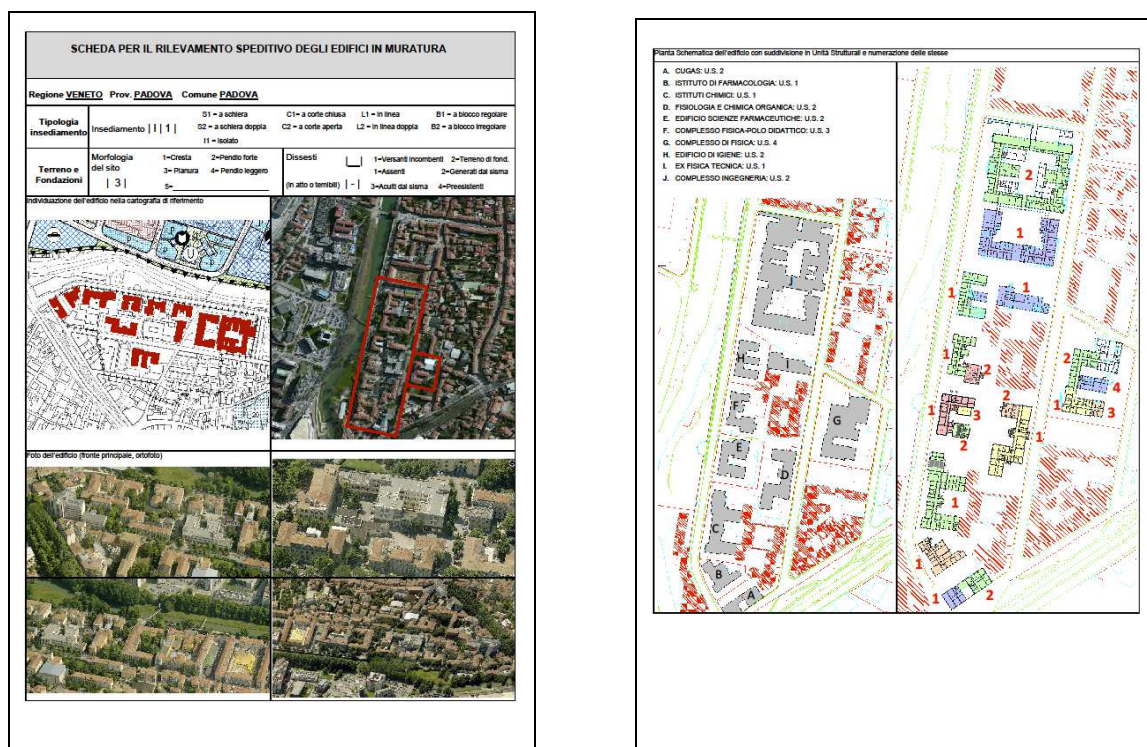


Figura 2.8: Prima parte della scheda adottata: identificazione dell'edificio e delle US

La **prima sezione** (Tabella 2.3), oltre a raccogliere i dati anagrafici dell'edificio, descrive il numero di Unità Strutturali presenti, il loro insediamento urbano e le interazioni plano-altimetriche tra di esse (in particolare se in aggregato), l'epoca di costruzione (suddivisa in 8 fasi temporali), il numero di piani fuori terra (considerando anche la presenza del piano seminterrato e del piano mezzanino, e specificando l'estensione di quest'ultimo) e la superficie media di piano. In presenza di edifici in cui il numero di piani non è globalmente uniforme viene solitamente assunto il numero di piani prevalente.

Tabella 2.3: Sezione 1 riguardante le informazioni generali: variabili considerate

Sezione 1: INFORMAZIONI GENERALI

Dati generali	Dati anagrafici			
	Numero US			
<b>Tipologia di insediamento</b>	1	isolato	A	stessa altezza
	2	di testata	B	più alto
	3	d'angolo	C	più basso
	4	interno	D	più alto e più basso
	5	arretrato	E	sveltante
	6	sporgente	F	solai sfalsati
<b>Epoca dell'edificio</b>	A	<1919	E	'72 - '81
	B	'19 - '45	F	'82 - '91
	C	'46 - '60	G	'92 - '01
	D	'61 - '71	H	>2001
<b>N° piani fuori terra</b>	compreso seminterrato, mezzanino e sottotetto se presenta un'altezza media che differisce meno del 20% rispetto altezza media dei piano sottostanti			
<b>Presenza mezzanino</b>	sviluppo sul piano parziale o totale			
<b>Superficie media di piano</b>	valore medio delle superfici lorde			



La **seconda sezione** (Tabella 2.4), che tratta gli aspetti geometrici, descrive le caratteristiche plano-altimetriche medie dell'edificio (altezze di interpiano dei vari livelli, massime e minime dell'edificio), degli elementi resistenti (spessore delle murature nei vari livelli) e la possibile presenza di irregolarità influenti sulla vulnerabilità (considerando per esempio la percentuale di bucatore in facciata).

**Tabella 2.4: Sezione 2 riguardante i dati geometrici principali: variabili considerate**

**Sezione 2: DATI GEOMETRICI**

<b>Altezza media dei piani</b>	<b>PT</b> piano terra <b>P+</b> piani superiori <b>PM</b> piano mezzanino	<b>PS</b> piano sottotetto <b>PSI</b> piano seminterrato
<b>Altezza massima e minima dell'edificio</b>	altezza media valutata in gronda	
<b>Spessore medio delle murature per piano</b>	<b>PT</b> Piano terra <b>P+</b> piani superiori <b>PM</b> piano mezzanino	<b>PS</b> piano sottotetto <b>PSI</b> piano seminterrato
<b>Bucature in facciata</b>	<b>A</b> <10% <b>B</b> 10%-20%	<b>C</b> 20%-30% <b>D</b> >30%

La **terza sezione** (Tabella 2.5) riguarda i dati tipologici con l'individuazione dello sviluppo della struttura nell'organizzazione degli elementi verticali (solo pareti perimetrali o con muri di spina), le caratteristiche strutturali per gli elementi verticali (sia per il piano terra e che i livelli superiori). Analogamente vengono identificati il sistema prevalente e la qualità degli orizzontamenti, elementi di fondamentale incidenza nel funzionamento delle strutture verticali.

**Tabella 2.5: Sezione 3 riguardante i dati tipologici principali: variabili considerate**

**Sezione 3: DATI TIPOLOGICI**

<b>Tipologia strutturale</b>	<b>1</b> Solo pareti perimetrali	<b>2</b> con muri di spina
<b>Tipologia di struttura verticale</b>	<b>A</b> sacco <b>B</b> sacco con spigoli	<b>F</b> pietra arrotondata con spigoli blocchetti di tufo
<b>Altre strutture verticali</b>	<b>C</b> pietra sbozzata <b>D</b> pietra sbozzata con spigoli <b>E</b> pietra arrotondata	<b>G</b> mattoni pieni o multiformo <b>H</b> mattoni forati <b>I</b>
<b>Tipologia di struttura orizzontale</b>	<b>A</b> legno <b>B</b> legno con catene	<b>E</b> laterocemento o solette in c.a. <b>F</b> volte senza catene
<b>Altre strutture orizzontali</b>	<b>C</b> putrelle e voltine o tavelloni <b>D</b> putrelle e voltine o tavelloni con catene	<b>G</b> volte con catene <b>H</b> miste volte solai <b>I</b> miste volte solai con catene
<b>Tipologia e forma della copertura</b>	<b>A</b> legno spingente <b>B</b> legno "poco spingente" <b>C</b> legno a spinta eliminata o travi orizzontali <b>D</b> laterocemento o solette in c.a. <b>E</b> acciaio spingente <b>F</b> acciaio non spingente <b>G</b> mista spingente <b>H</b> mista non spingente	<b>1</b> piana <b>2</b> una falda <b>3</b> più falde
<b>Collegamenti tra strutture verticali</b>	<b>1</b> normativa nuove costruzioni <b>2</b> normativa riparazioni <b>3</b> cordoli e/o catene a tutti i livelli	<b>4</b> buon ammassamento tra i muri senza cordoli e cattivo ammassamento <b>5</b>
<b>Collegamenti tra strutture orizzontali</b>	<b>1</b> orizzontamenti rigidi e ben collegati <b>2</b> orizzontamenti deformabili e ben collegati	<b>4</b> orizzontamenti rigidi e mal collegati <b>5</b> orizzontamenti deformabili e mal collegati

Sono presenti inoltre, nella terza sezione, informazioni riguardanti le caratteristiche della copertura (tipologia e geometria), e la qualità dei collegamenti (sia orizzontali che verticali) tali da assicurare il comportamento scatolare della struttura.

In presenza di più tipologie di strutture verticali/orizzontali nel medesimo piano viene considerata quella prevalente; la struttura secondaria viene comunque rilevata come altre strutture verticali/orizzontali. In presenza di incertezza e a favore della sicurezza, si considera la tipologia strutturale più sismicamente vulnerabile.

**Tabella 2.6: Sezione 4 riguardante altri fattori di regolarità e vulnerabilità: variabili considerate**

**Sezione 4: ALTRI FATTORI DI REGOLARITÀ E VULNERABILITÀ**

<b>Regolarità</b>	<b>A</b> planimetrica e altimetrica <b>B</b> planimetrica	<b>C</b> altimetrica <b>D</b> nessuna
<b>Altri elementi presenti</b>	<b>A</b> portici <b>B</b> loggiati <b>C</b> scale esterne <b>D</b> corpi aggiunti	<b>E</b> pilastri isolati <b>F</b> muri in falso <b>G</b> porzioni a sbalzo
<b>Presenza piano debole</b>	Piano con molte aperture e/o aperture di grandi dimensioni Piano con significativi restringimenti di sezione in pianta Piano con muri di spina ridotti o assenti Piano con peggiori caratteristiche meccaniche della muratura	
<b>Elementi di rinforzo</b>	<b>A</b> contrafforti e/o speroni <b>B</b> elementi di contrasto <b>C</b> catene efficaci	<b>D</b> muratura rinforzata <b>E</b> muratura armata
<b>Elementi non strutturali</b>	<b>A</b> assenza di elementi non strutturali <b>B</b> elementi non strutturali ben ancorati <b>C</b> elementi piccoli mal collegati <b>D</b> elementi grandi mal collegati	

La **quarta sezione** (Tabella 2.6) considera altri fattori di regolarità e vulnerabilità che possono incidere, con effetti positivi (elementi di rinforzo) o negativi (altri elementi, piano debole ed elementi non strutturali), sul comportamento strutturale e sulla risposta sismica.

**Tabella 2.7: Sezione 5 riguardante il danno ad elementi strutturali, non strutturali e preesistenti: variabili considerate**

**Sezione 5: DANNO AD ELEMENTI STRUTTURALI, NON STRUTTURALI E PREESISTENTI**

<b>Stato di fatto</b>	<b>A</b> buone condizioni <b>B</b> condizioni medie o lesioni capillari <b>C</b> cattive condizioni o lesioni medie <b>D</b> pessime condizioni o lesioni gravi				
<b>Accuratezza della visita</b>	<b>A</b> solo dall'esterno <b>B</b> parzialmente dall'interno <b>C</b> completa				
<b>Esposizione - utilizzazione</b>	<b>A</b> Residenziale <b>B</b> Uffici <b>C</b> Ambienti suscettibili di affollamento	<b>D</b> Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale <b>E</b> Ambiente ad uso commerciale <b>F</b> Rimesse e parcheggi			
<b>Presenza ed estensione del danno</b>	strutture verticali		<b>&gt;2/3</b>	<b>1/3-2/3</b>	<b>&lt;1/3</b>
	solai	<b>D4-D5</b>	A	B	C
	copertura	<b>D2-D3</b>	D	E	F
	tramezze	<b>D1</b>	G	H	I
<b>Livello globale/stato di fatto</b>	strutturale + non strutturale				
<b>Danno elementi non strutturali</b>					



La **quinta sezione** (Tabella 2.7), infine, descrive la valutazione sullo stato di fatto, l'accuratezza della visita, l'esposizione e utilizzazione dell'edificio, la presenza ed estensione del danno, il livello globale e il danno agli elementi non strutturali.

#### 2.4. Schedature preliminari di raccolta dei dati tipologici

Nell'identificazione di un ampio patrimonio edilizio un primo importante strumento per la classificazione delle tipologie presenti è rappresentato dalla scheda di sintesi di livello 0 (Figura 2.7) per edifici strategici ai fini della Protezione Civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico. Le informazioni della scheda consentono infatti di identificare, in primo luogo, le tipologie edilizie presenti in un ampio contesto attraverso informazioni di rapido e facile reperimento: dati dimensionali ed epoca costruttiva, e materiale strutturale della struttura verticale.

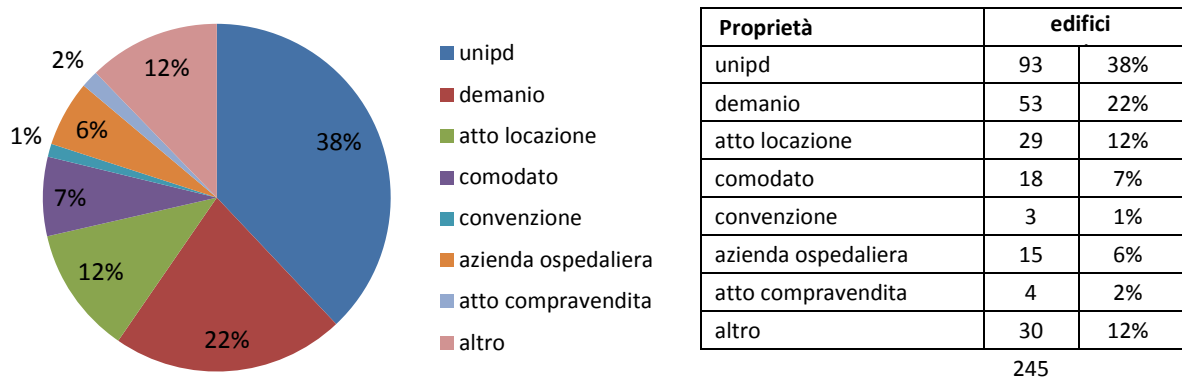


Figura 2.9: Distribuzione delle proprietà degli edifici dell'intero patrimonio edilizio

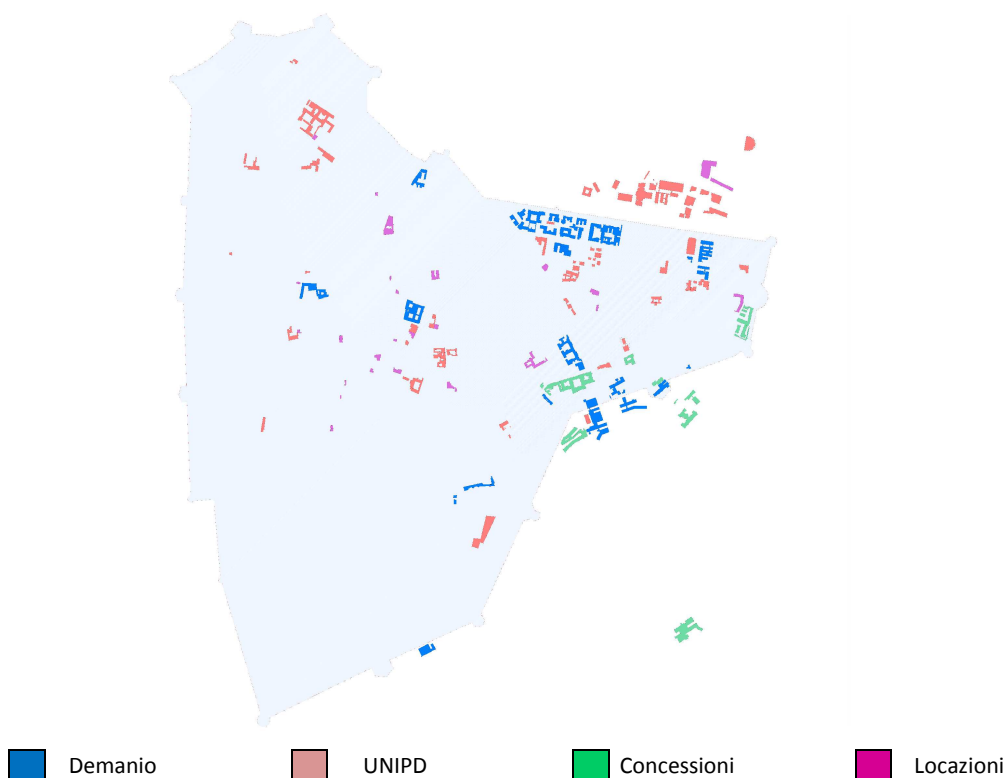


Figura 2.10: Insediamenti universitari nella città di Padova differenziati per proprietà

Questa prima classificazione, svolta per gli edifici di proprietà demaniale o dell'Ateneo di Padova (Figura 2.9 e Figura 2.10), ha consentito una prima identificazione in macro-gruppi dell'intero patrimonio

analizzato: pur presentando caratteristiche non sempre omogenee possono essere raggruppati tenendo in considerazione due aspetti principali quali la tipologia strutturale e il comportamento sismico. In riferimento al primo aspetto si differenziano gli edifici prevalentemente in strutture in muratura, in calcestruzzo armato (c.a.) e miste (muratura-c.a.); in questa prima differenziazione non vengono prese in considerazione le tipologie di orizzontamento presenti.

Per quanto riguarda invece il comportamento sismico, oltre all'influenza della tipologia strutturale, viene presa in considerazione la configurazione di insediamento distinta in isolata o in aggregato (caso in cui l'edificio risente e/o influenza le strutture contigue).

### Tip1 – Edifici in muratura

La tecnica della muratura rappresenta una delle tipologie costruttive più antiche ed utilizzate sia per strutture storiche che di nuova costruzione. All'interno di tale tecnica rientrano differenti tipologie di sistemi costruttivi (forma dei blocchi, materiali e modalità di esecuzione adottate) e qualità di esecuzione. Le caratteristiche meccaniche identificabili in una struttura in muratura sono, generalmente, la buona resistenza a compressione e la scarsa resistenza a trazione (mediamente giunto di malta-blocco nell'ordine di 1/30 rispetto a quella a compressione).

Con riferimento all'area di analisi considerata, la città di Padova, le tipologie di muratura prevalentemente identificabili sono in mattoni pieni e malta di calce, muratura a blocchi lapidei squadri, muratura in mattoni semipieni con malta cementizia e muratura in blocchi laterizi semipieni.



Figura 2.11: Esempio di edifici in muratura presenti nel patrimonio edilizio dell'Ateneo di Padova (Archivio Generale di Ateneo)

### Tip2 – Edifici in calcestruzzo armato

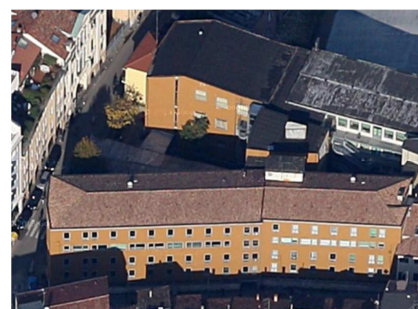
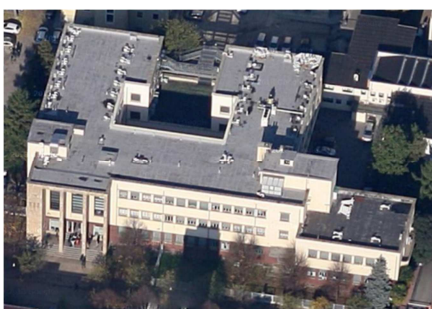
Rispetto ai manufatti in muratura questa tipologia strutturale spesso caratterizza gli edifici presenti nelle zone di più recente espansione al di fuori del nucleo più storico delle città (centro storico). Tale tecnica costruttiva si è sviluppata fortemente a partire dalla seconda metà del '900; sono comunque presenti, in numero molto limitato e spesso per complessi di rilievo (non a destinazione residenziale), realizzazioni in c.a. di epoche precedenti. L'impiego di tale tecnica costruttiva coinvolge sia elementi portanti verticali e orizzontali, e identifica differenti configurazioni definite in:

- edifici a telaio o a telaio tamponato: possono presentare sviluppo monopiano, a più piani con una sola campata, a più piani con più campate. Generalmente manifestano una buona capacità dissipativa, con zone critiche dislocate su tutti i piani, consentendo un utilizzo ottimale dello spazio

interno e una facile/rapida realizzazione. Con un numero di piani superiore a quattro risultano strutture particolarmente flessibili. Spesso i sistemi a telaio tradizionale presentano travi più rigide dei pilastri comportando una limitata duttilità; la presenza di tamponamenti, inoltre, può irrigidire le travi e limitare la deformabilità della colonna nel solo tratto di altezza libero dai riempimenti. La presenza di tamponamenti può comportare effetti peggiorativi alla struttura: in particolare, se la distribuzione di questi ultimi è irregolare in pianta ed in alzato, può provocare rispettivamente lo spostamento del centro di rigidità con conseguenti effetti torsionali e la possibile creazione di un piano debole. I tamponamenti stessi possono incorrere in danneggiamenti per effetto delle deformazioni impresse dalla risposta sismica della struttura con espulsione fuori piano;

- edifici a telaio-pareti: sfruttando la duttilità del telaio e la rigidità della parete sono caratterizzati da una capacità dissipativa intermedia rispetto ai sistemi precedenti; ne consegue una risposta duttile con buona e uniforme capacità di dissipazione, nonché una deformabilità controllata;
- edifici a pareti singole o accoppiate: definiti quando almeno il 20% del momento alla base prodotto dall'azione sismica è assorbito dagli sforzi normali nelle pareti. Generalmente sono caratterizzati da minore capacità dissipativa rispetto ai sistemi a telaio, con zone critiche localizzate alla base delle pareti. Vengono preferiti in quanto sono sistemi ad elevata rigidità e sono in grado di assorbire azioni elevate, a fronte di notevoli momenti alla base. Al contrario raggiungono il livello di collasso per danno concentrato e non distribuito. Nel caso di pareti accoppiate il momento viene assorbito dalle due pareti che agiscono come una sezione composta, le travi di accoppiamento assumono deformata con doppia curvatura opponendosi alla libera inflessione delle pareti. Sorgono quindi delle forti azioni di taglio nelle travi di accoppiamento e conseguenti sforzi normali nelle due pareti, di trazione e compressione. L'effetto delle travi di accoppiamento è quindi di ridurre la porzione di momento sostenuta da ciascuna parete, lasciandola assorbire dalla coppia di forze assiali;
- edifici a nucleo: caratterizzati da un insieme scatolare di pareti, dotato di adeguata rigidità sia flessionale che torsionale. Per questi sistemi la struttura può essere progettata concentrando le funzioni di resistenza alle azioni sismiche orizzontali sul nucleo stesso assumendolo quale unico elemento di controvento dell'edificio. Gli altri elementi di minor rigidità (pilastri) possono essere intesi quali secondari, trascurando il loro contributo. Tali elementi tuttavia devono essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all'azione sismica di progetto, mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

Il loro sviluppo nell'edilizia più moderna deriva dai molteplici vantaggi offerti da tale sistema quali la possibilità di una migliore ottimizzazione degli spazi (rispetto alle strutture in muratura). Nonostante questo molti degli edifici esistenti in c.a., precedenti alle indicazioni normative delle NTC 2008, sono caratterizzati da una progettazione non idonea nei confronti di azioni orizzontali come quelle sismiche: materiali di scarsa qualità (sia per il calcestruzzo che per l'acciaio) e una progettazione non conforme al concetto di "gerarchia delle resistenze" oggi imposto dalla normativa. Ne derivano, di conseguenza, una serie di criticità che rendono le strutture estremamente vulnerabili in presenza di eventi sismici.



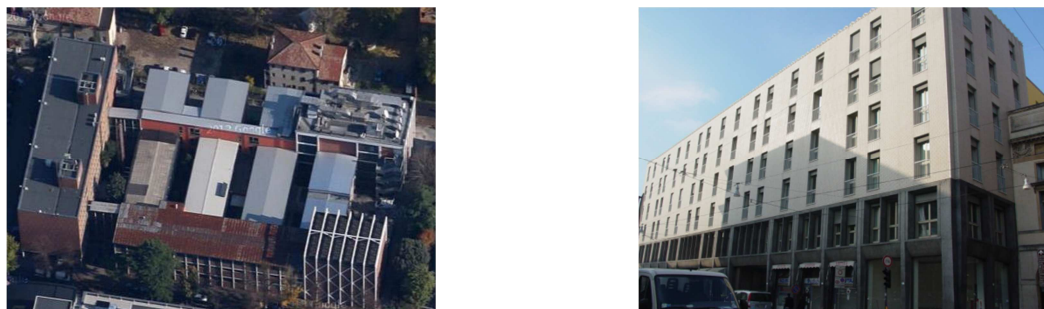


Figura 2.12: Esempio di edifici in calcestruzzo armato presenti nel patrimonio edilizio dell'Ateneo di Padova

### M3 – Edifici misti muratura-calcestruzzo armato

Questa tipologia rappresenta strutture che adottano nel medesimo sistema la combinazione delle precedenti tipologie: mentre nelle strutture più recenti rappresentano fin dall'inizio la concezione strutturale dell'edificio, nelle strutture esistenti più storiche possono derivare da soluzioni adottate in seguito di interventi o modifiche sull'impianto strutturale originale. Ne deriva, ai fini della valutazione della vulnerabilità sismica e della definizione del comportamento globale, la necessità di individuare le condizioni di vincolo ed il grado di collaborazione tra i due sistemi costruttivi attraverso un idoneo percorso di conoscenza: particolare attenzione dovrà essere posta nella definizione della geometria della struttura, delle caratteristiche costruttivo-strutturali, delle fasi costruttive e/o evolutive e nella possibile presenza di forme di degrado/danneggiamento.



Figura 2.13: Esempio di edifici misti presenti nel patrimonio edilizio dell'Ateneo di Padova (Archivio Generale di Ateneo)

Le tipologie individuabili possono essere caratterizzate da:

- edifici in muratura perimetrale ed elementi in calcestruzzo armato all'interno;
- edifici intelaiati in calcestruzzo armato e pannello di muratura collaborante;
- edifici che presentano, in base al livello, struttura in muratura o calcestruzzo armato;
- edifici in muratura portante interna ed elementi in calcestruzzo armato in corrispondenza delle aperture in facciata (pilastrini).

### M4 – Edifici in acciaio

Gli edifici in acciaio, pur essendo molto poco diffusi nel costruito esistente analizzato, rappresentano una tipologia costruttiva con molteplici aspetti positivi legati alle caratteristiche dell'acciaio: buone proprietà meccaniche se soggetti sia a sforzi di trazione che di compressione, alte proprietà di resistenza e duttilità, leggerezza della struttura generata.





Figura 2.14: Esempio di edificio in acciaio presente nel patrimonio edilizio dell'Ateneo di Padova

L'elaborazione delle informazioni raccolte tramite la scheda speditiva di livello 0 sull'intero patrimonio edilizio dell'Università di Padova, considerando i soli edifici di proprietà demaniale o dell'Ateneo (Figura 2.9, rappresentano il 60% sul totale degli edifici), ha permesso di identificare le tipologie strutturali presenti differenziandole principalmente per numero di piani, epoca costruttiva e materiale principale della struttura verticale. Dalle informazioni raccolte si evidenzia come la tipologia di struttura verticale più frequente risulta quella in muratura: rispetto alle strutture in c.a. (34%) costituisce più del 40% dell'intero patrimonio dell'Ateneo di Padova (fino al 60% considerando anche gli edifici misti che presentano struttura prevalente in muratura).

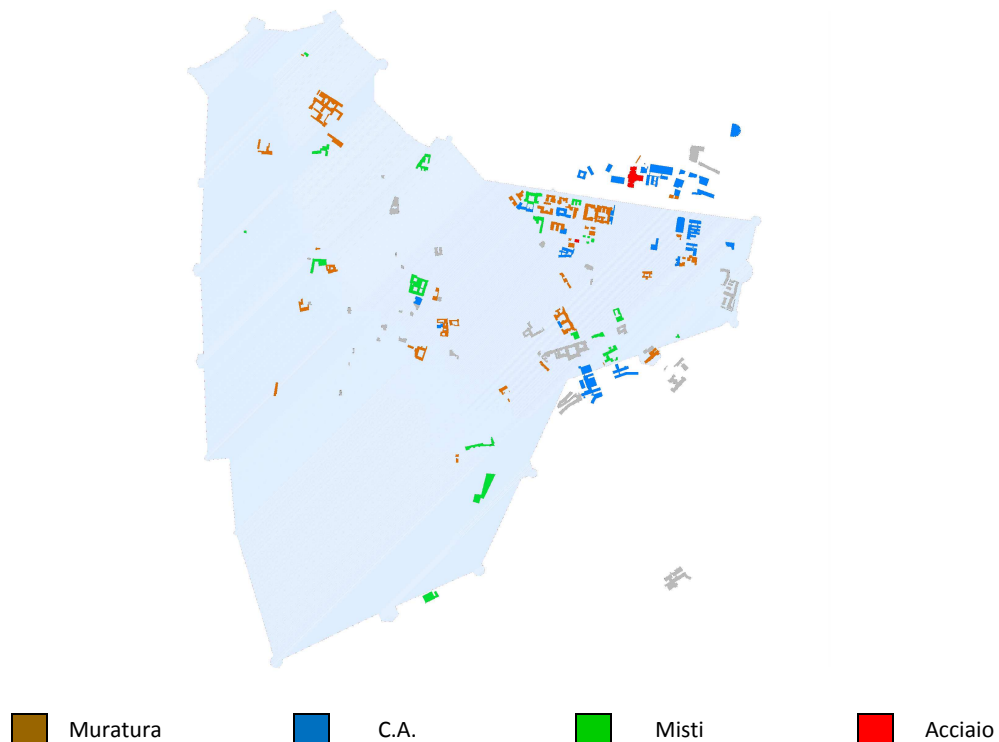
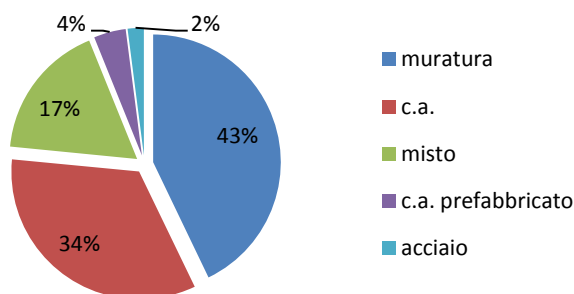
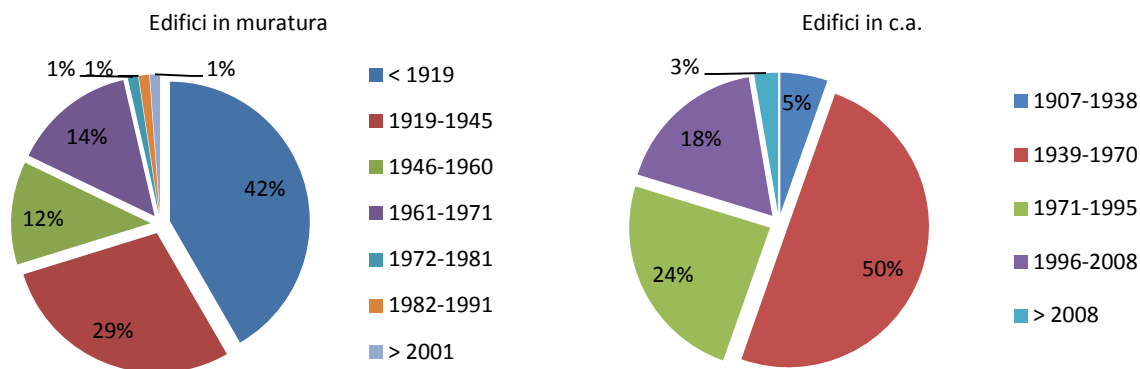


Figura 2.15: Localizzazione degli edifici universitari in riferimento al materiale strutturale principale

**STRUTTURA VERTICALE**

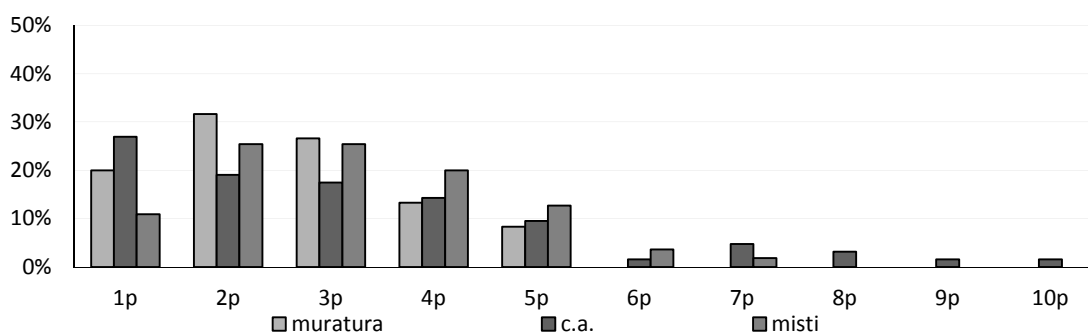


**EPOCA COSTRUTTIVA**



**Figura 2.16: Distribuzione degli edifici in riferimento al materiale strutturale principale della struttura verticale e all'epoca costruttiva**

**DATI DIMENSIONALI**



**Figura 2.17: Distribuzione degli edifici in riferimento al materiale strutturale principale della struttura verticale e al numero di piani**

Come si può osservare dal grafico presente in Figura 2.16, è netta la prevalenza di edifici in muratura costruiti entro la prima metà del '900: l'epoca costruttiva entro il 1919 rappresenta oltre il 40% degli edifici, arrivando fino al 70% circa considerando quella entro il 1945. Diversamente invece, gli edifici in c.a., presentano una epoca costruttiva successiva al 1939; solo una minima parte di questa tipologia di strutture (5%) è stata costruita precedentemente.

Considerando gli aspetti geometrici rilevati dalla scheda di livello 0, la prevalenza degli edifici di tutte le tipologie costruttive presentano uno sviluppo altimetrico entro i 4 piani: quelli in muratura si sviluppa prevalentemente su 2 (32%) o 3 (27%) piani, quelli in c.a. su 1 (27%), 2 e 3 piani (18%), quelli misti 2, 3 (25%) e 4 (20%)

Considerando la netta prevalenza e valenza storica delle costruzioni in muratura si è ritenuto opportuno approfondire le valutazioni di vulnerabilità sismica su questa tipologia costruttiva.

A partire dalla scheda definita (§2.3.1), è stata condotta una campagna speditiva più approfondita di raccolta dei dati sul patrimonio edilizio dell'Ateneo di Padova presente all'interno del comune di Padova attraverso l'osservazione diretta del costruito esistente in muratura in tutti i suoi aspetti geometrico-costruttivi.

Per il seguente lavoro sono stati identificati, sull'intero set di edifici identificati nel corso del rilievo schedografico, complessivamente 38 edifici in muratura rappresentativi e caratterizzanti le differenti tipologie strutturali presenti all'interno del complesso urbano. Sono presenti 11 edifici in aggregato, insediamento tipico del centro storico della città, e 27 edifici isolati (Figura 2.18).

Per ogni complesso, in aggregato o isolato, sono state identificate le singole Unità Strutturali (US) costituenti l'edificio per un totale di 66 unità, 16 per gli edifici in aggregato e 50 per quelli isolati. Le

varie US (tra loro strutturalmente dipendenti o indipendenti) individuate presentano differenti sviluppi plano-altimetrici e strutturali secondo i parametri e le variabili descritte di seguito nel dettaglio.

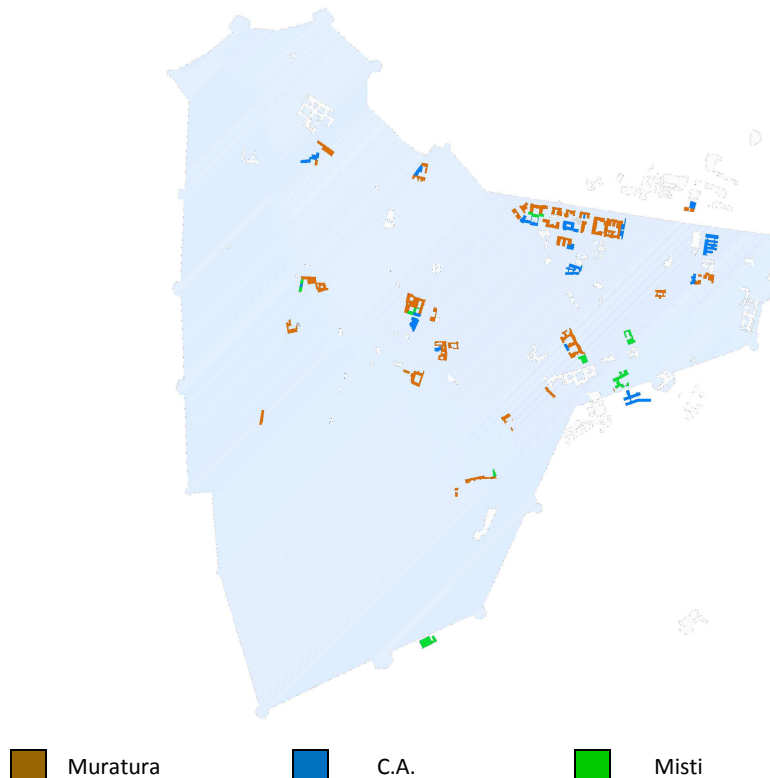


Figura 2.18: Localizzazione della tipologia strutturale verticale degli edifici di Ateneo oggetto di schedatura nella città di Padova

#### 2.4.1. Aggregazione ed elaborazione dei dati ed individuazione delle criticità

Le informazioni rilevate nella compilazione della scheda sono state in prima fase rielaborate per valutare statisticamente le caratteristiche ricorrenti all'interno del campione di edifici analizzati: vengono di seguito esposti i dati rilevati sia per l'intero campione di edifici sia differenziandoli per tipologia di insediamento (isolati o in aggregato).

##### INSEDIAMENTO DEGLI EDIFICI

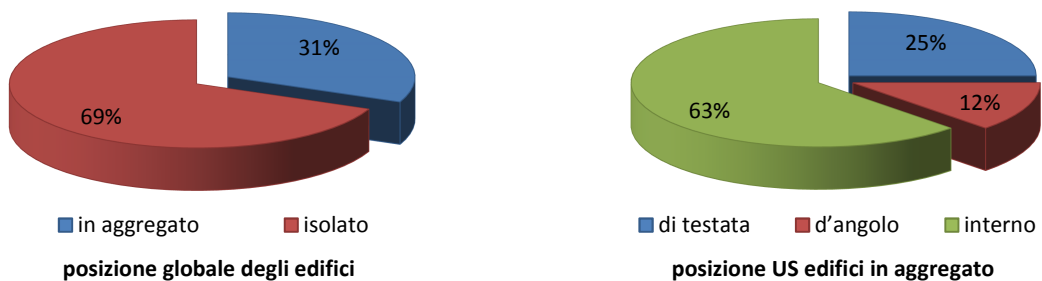


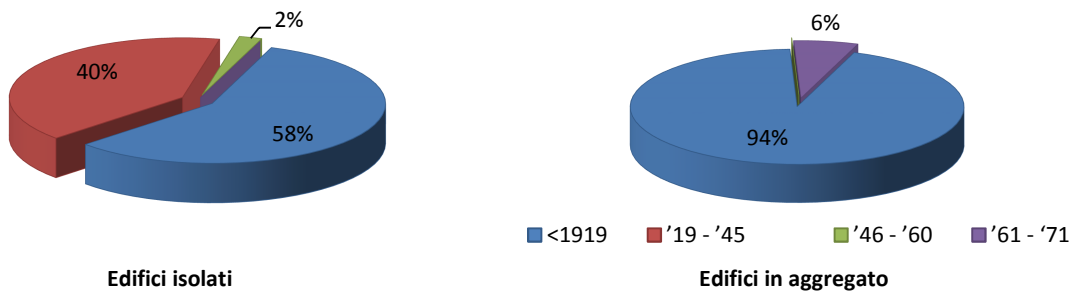
Figura 2.19: Distribuzione degli edifici in riferimento al contesto insediativo: posizione globale e posizione delle US per gli edifici in aggregato

I 38 edifici esaminati, a loro volta suddivisi in 66 Unità Strutturali, appartengono tutti al centro storico della città di Padova e si presentano con una distribuzione sia in insediamenti isolati che in aggregato con percentuali rispettivamente del 69% e 31%. In particolare, specificando i soli insediamenti in aggregato, la configurazione varia con posizione prevalentemente interna (63%), oltre a quella di testata (25%) e d'angolo (12%) (Figura 2.19).

Tutti gli edifici presentano una struttura verticale in muratura in mattoni pieni e malta di calce. Inoltre:

- per quanto riguarda l'età di costruzione, considerando la suddivisione in 8 possibili fasi temporali, oltre il 60% degli edifici risulta costruito prima del 1919, mentre risultano con percentuali inferiori quelli costruiti nel periodo 1919-45 (30%) e successivi al secondo dopoguerra (4%). Differenziando per insediamento le percentuali risultano rispettivamente di 58% - 40% - 2% per edifici isolati e 94% - 0% - 6% per edifici in aggregato (Figura 2.20).

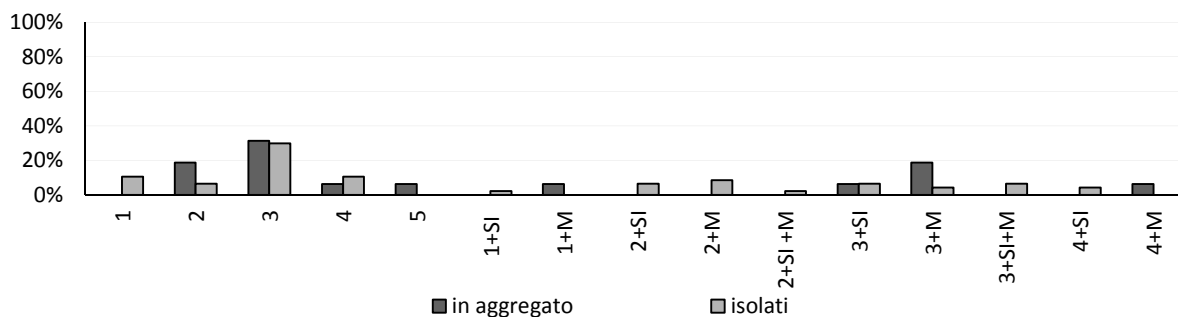
**EPOCA DI COSTRUZIONE**



**Figura 2.20: Distribuzione degli edifici in riferimento all'epoca di costruzione**

- Considerando il numero di piani sono stati identificati, globalmente, differenti configurazioni di edifici: da uno a un massimo di cinque piani e con la possibile presenza di piano seminterrato, mezzanino o entrambi. Sono presenti infatti edifici con piano mezzanino (17%), piano seminterrato (16%) ed entrambi (6%). La percentuale maggiore evidenzia una prevalenza di edifici formati da tre piani (30%) per entrambe le configurazioni di insediamento (Figura 2.21).

**NUMERO DI PIANI FUORITERRA**

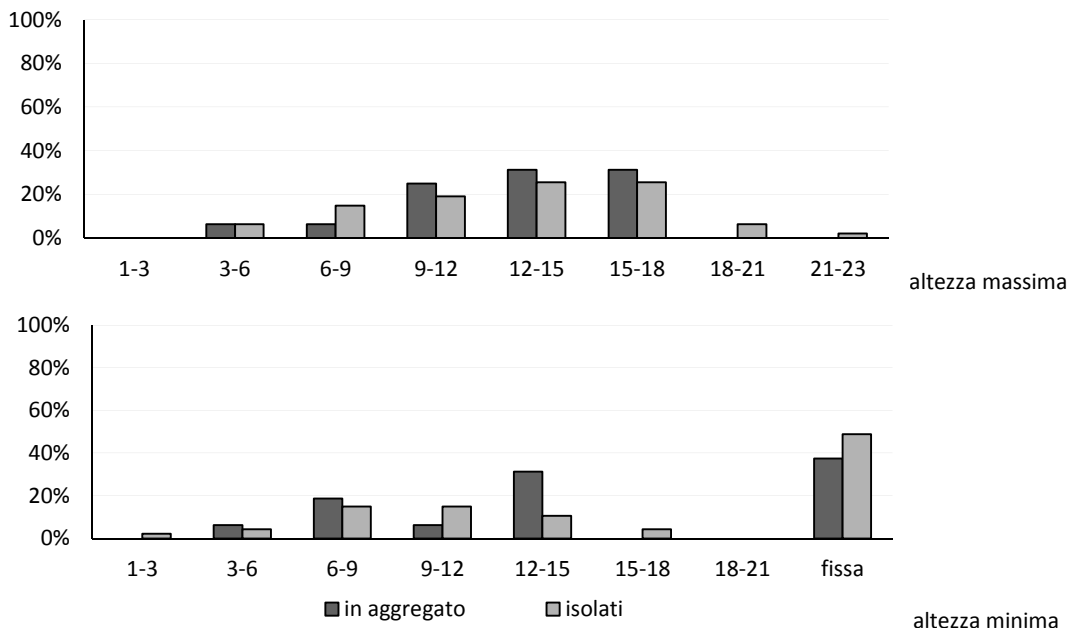


**Figura 2.21: Distribuzione degli edifici in riferimento al numero di piani fuori terra considerando anche i piani seminterrati (SI) e mezzanini (M)**

- Considerando nel conteggio dei numeri di piani la presenza di mezzanino e seminterrato, oltre il 60% è formato da edifici di tre (45% isolati – 31% in aggregato), quattro (23% isolati – 31% in aggregato) e due piani (9% isolati – 25% in aggregato).
- L'altezza massima, valutata alla gronda, rappresenta complessivamente una percentuale superiore al 70% per gli intervalli 9-12 m (19% isolati – 25% in aggregato), 12-15 m (26% isolati – 31% in aggregato) e 15-18 m (26% isolati – 31% in aggregato) (Figura 2.22). Nella maggioranza dei casi (49% isolati – 38% in aggregato) gli edifici presentano un'altezza costante senza variazioni altimetriche. L'altezza di interpiano prevalente rientra negli intervalli 3-4 m (38% isolati– 44% in aggregato) e 4-5 m (32% isolati – 44% in aggregato) (Figura 2. 23).

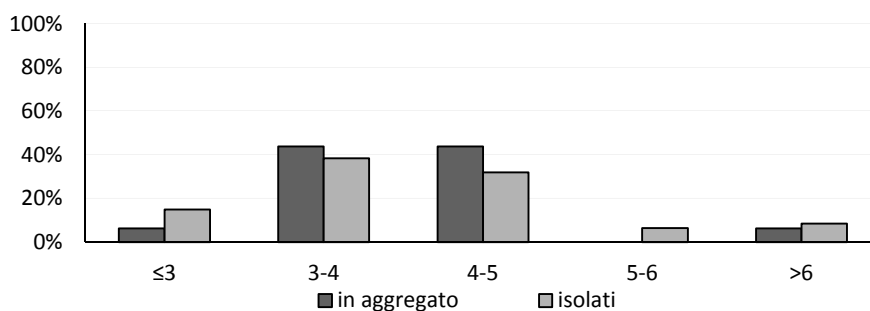


**ALTEZZA MASSIMA E MINIMA ALLA GRONDA**



**Figura 2.22: Distribuzione degli edifici in riferimento all'altezza massima e minima sul perimetro dell'edificio, valutata alla gronda**

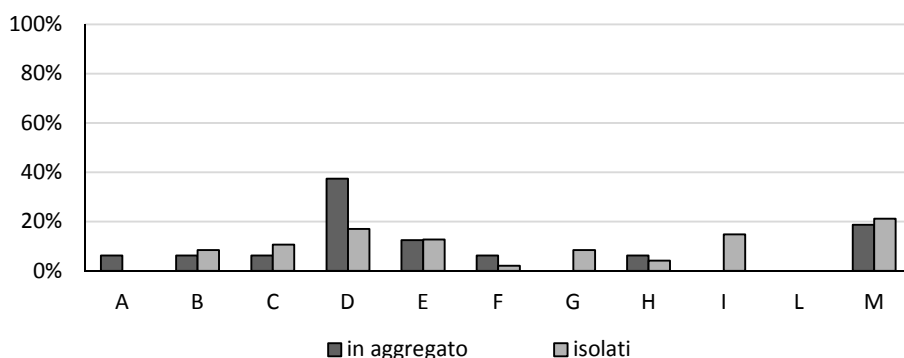
**ALTEZZA MEDIA DI PIANO**



**Figura 2.23: Distribuzione globale degli edifici in riferimento all'altezza media di piano**

- La superficie media di piano mostra la prevalenza di edifici di ampia metratura con percentuali maggiori per gli intervalli 300-400 m<sup>2</sup> (17% isolati – 38% in aggregato), 400-500 m<sup>2</sup> (13% isolati/in aggregato) e superiore ai 1000 m<sup>2</sup> (21% isolati – 19% in aggregato) (Figura 2.24).

**SUPERFICIE MEDIA DI PIANO**

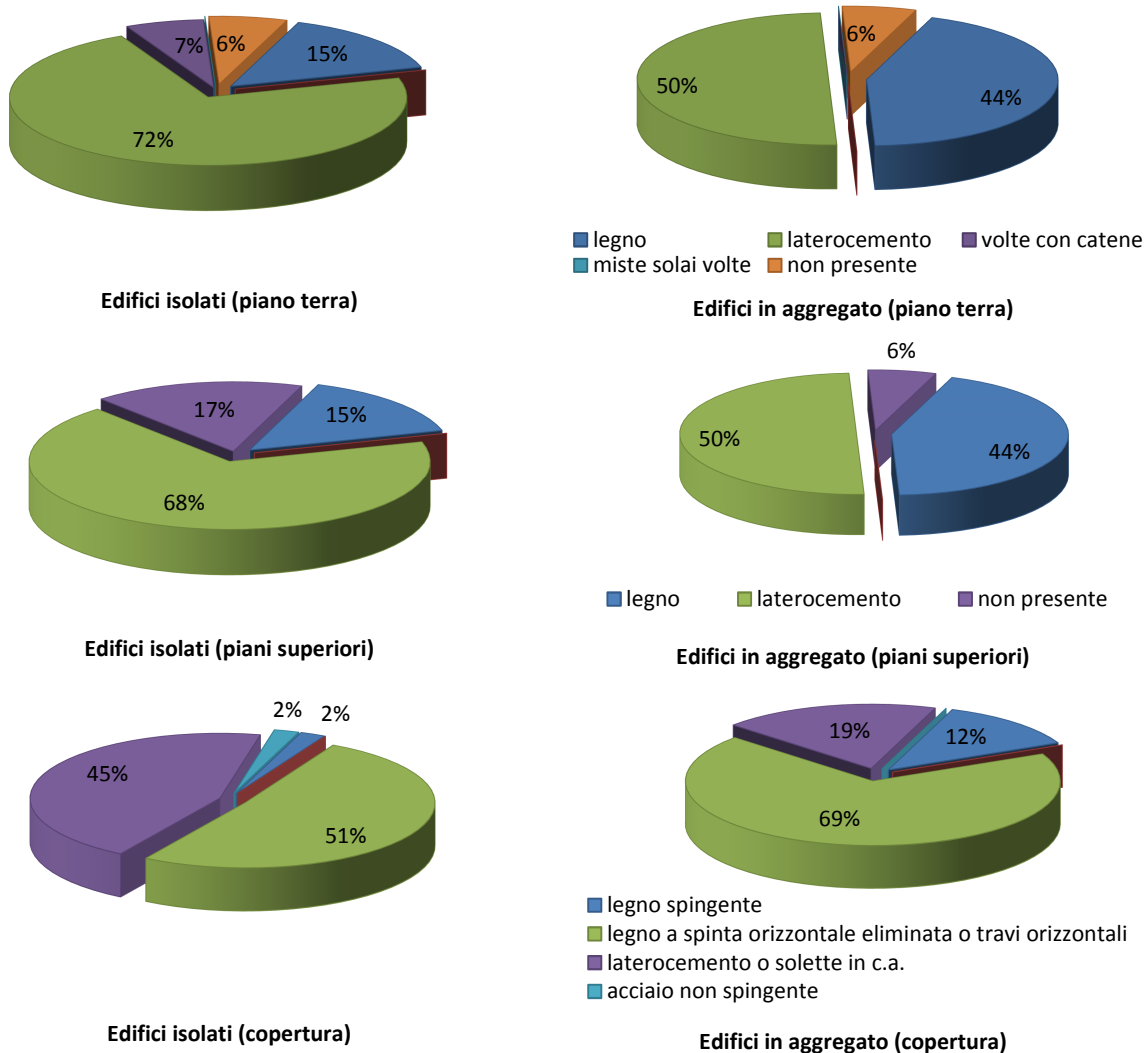


<b>A</b>	100 m <sup>2</sup>
<b>B</b>	101-200 m <sup>2</sup>
<b>C</b>	201-300 m <sup>2</sup>
<b>D</b>	301-400 m <sup>2</sup>
<b>E</b>	401-500 m <sup>2</sup>
<b>F</b>	501-600 m <sup>2</sup>
<b>G</b>	601-700 m <sup>2</sup>
<b>H</b>	701-800 m <sup>2</sup>
<b>I</b>	801-900 m <sup>2</sup>
<b>L</b>	901-1000 m <sup>2</sup>
<b>M</b>	>1000 m <sup>2</sup>

**Figura 2.24: Distribuzione globale degli edifici in riferimento alla superficie media di piano**

- Strutturalmente gli edifici presentano, viste anche le rilevanti metrature di piano (Figura 2.24), come prevalente la tipologia con muri di spina (78%) rispetto alla tipologia a soli muri perimetrali (22%).

**STRUTTURE ORIZZONTALI PREVALENTI**



**Figura 2.25: Distribuzione globale degli edifici in riferimento alle strutture orizzontali prevalenti: piano terra, piani superiori e copertura**

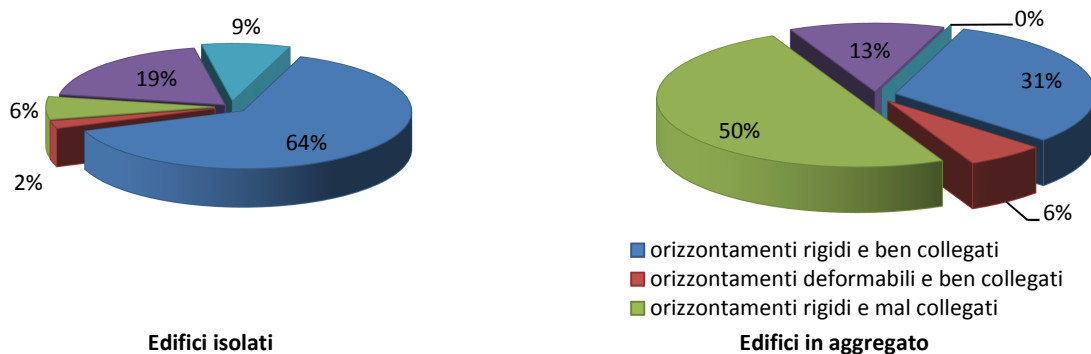
- Per la tipologia delle strutture orizzontali netta è la prevalenza di solai in laterocemento (72% isolati – 50% in aggregato) rispetto a quelli in legno (15% isolati – 44% in aggregato maggiormente presenti negli edifici più storici in aggregato (Figura 2.25). Sono presenti inoltre, ai soli piani terra, orizzontamenti composti da volte con catene (7% isolati). Percentuali analoghe sono rilevate per gli orizzontamenti dei piani superiori (Figura 2.25).

Le strutture di copertura presentano percentuali maggiori per la tipologia in legno (53% isolati – 81% in aggregato), in particolare per quella a spinta orizzontale eliminata o travi orizzontali (51% isolati – 69% in aggregato). Presenti inoltre numerose strutture di copertura in laterocemento con percentuali inferiori (45% isolati – 19% in aggregato) (Figura 2.25). Salvo un unico caso tutte le coperture si sviluppano a più falde.

- Le percentuali sui collegamenti delle strutture orizzontali evidenziano la presenza di orizzontamenti rigidi e ben collegati (64% isolati – 31% in aggregato) e orizzontamenti rigidi e mal collegati (6% isolati – 50% in aggregato) (Figura 2.26).

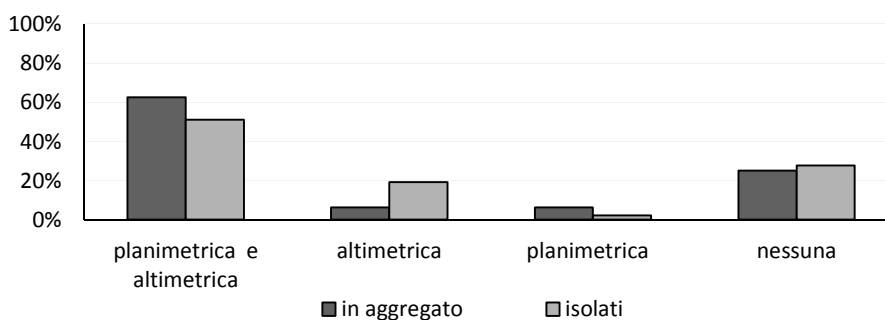
- La regolarità degli edifici si differenzia prevalentemente tra strutture regolari sia in pianta che in elevazione (51% isolati – 63% in aggregato) e strutture non regolari (28% isolati – 25% in aggregato); minori quelli regolari solamente in elevazione (Figura 2.27).
- Gli elementi di rinforzo prevalentemente presenti sono costituiti da catene/tiranti presenti in una minima parte degli edifici.

**COLLEGAMENTI STRUTTURE ORIZZONTALI**



**Figura 2.26: Distribuzione globale degli edifici in riferimento al collegamento delle strutture orizzontali**

**REGOLARITÀ**



**Figura 2.27: Distribuzione globale degli edifici in riferimento alla regolarità planimetrica e altimetrica**

A livello globale, salvo rare eccezioni, la quasi totalità degli edifici presenta un'estensione del danno minima/lieve per gli elementi non strutturali (intonaci, rivestimenti e controsoffitti). Per quanto riguarda quello strutturale, non è stato individuato alcun tipo di danno rilevante; questo corrisponde come giudizio sulla stato di fatto al livello 1 della scala del danno secondo la EMS-98 (danno da trascurabile a leggero).

### 2.4.2. Riepilogo dei dati statistici rilevati

Di seguito vengono sinteticamente esposti i parametri identificati prevalenti negli edifici oggetto di schedatura (Tabella 2.8 e Tabella 2.9) suddivisi per insediamento.

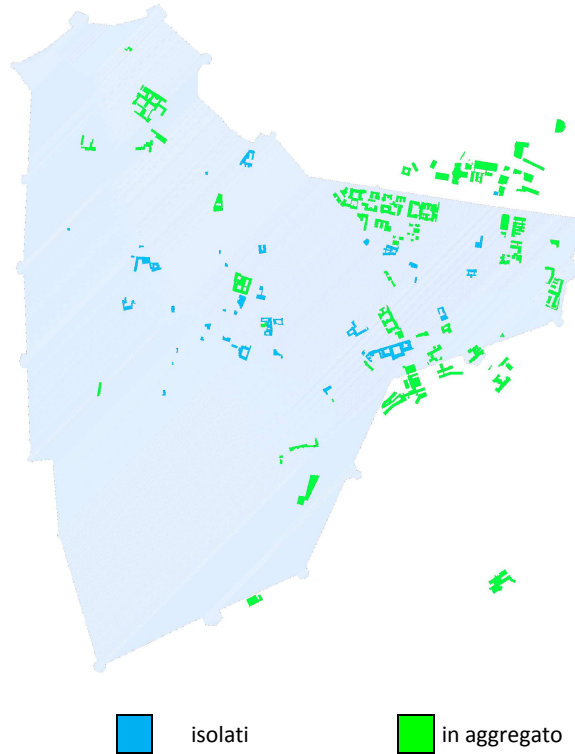


Figura 2.28: Localizzazione della tipologia di insediamento degli edifici di Ateneo oggetto di schedatura nella città di Padova

Tabella 2.8: Riepilogo identificativo degli edifici in aggregato

edifici	US	epoca	n° piani	struttura verticale	struttura orizzontale	struttura copertura
Palazzo Ca' Borin	1	<1919	2	muratura mattoni pieni e malta di calce	legno	legno
	2		2-4		laterocemento	laterocemento
Palazzo Wollemborg	1	<1919	3		laterocemento	legno
Palazzo Dottori	1	<1919	2		laterocemento	legno
Palazzo Levi Cases	1	<1919	3		legno	legno
	2		2			
Palazzo Morgagni	1	<1919	3+M		legno	legno
	2	1961-1970	3		laterocemento	laterocemento
Palazzo Anselmi	1	<1919	3		legno	legno
Palazzo Sala	1	<1919	3		laterocemento	legno
	2		2		laterocemento	laterocemento
	3					
Palazzo del Capitano	1	<1919	5		laterocemento	legno
Palazzo Buzzaccarini	1	<1919	4+M	legno	legno	
Palazzo De Claricini	1	<1919	3+SI	legno	legno	
Ex Teatro Ruzante	1	<1919	1+M	laterocemento	legno	

Tabella 2.9: Riepilogo identificativo degli edifici isolati

edificio	US	epoca	n° piani	struttura verticale	struttura orizzontale	struttura copertura
Ex Convento San Giorgio	1	<1919	3+M	mattoni pieni e malta di calce	volte	legno
	2		2		laterocemento	
C.U.G.A.S.	1	<1919	3		laterocemento	legno
	2		2			
Ist. Farmacologia	1	1919-1945	3+SI		laterocemento	legno-laterocemento
Ex Fisica Tecnica	1	1919-1945	3+SI		laterocemento	laterocemento
Igiene	1	<1919	3+SI		laterocemento	legno
Fisiologia e Chimica Organica	1	1919-1945	2+SI		laterocemento	legno
	2		1+SI			laterocemento
Complesso Ingegneria	1	1919-1945	2		laterocemento	legno
	2		3			
Ist. Chimici	1	<1919	3+SI		laterocemento	legno
Complesso di Fisica	1	'19-'45	4			
	2				laterocemento	laterocemento
	3					
	4					
Ist. Anatomici	1	1919-1945	3+SI+M		laterocemento	legno
Clin. Semeiotica	1	1919-1945	2+M		laterocemento	legno
Clin. Dermosifilopatica	1	1919-1945	4+SI		laterocemento	legno
Palazzo Maldura	1	<1919	3+M		legno	legno
	2		3		laterocemento	
Costruzioni Marittime	1	<1919	3		laterocemento	legno
	2					
Complesso Cavalli	1	<1919	3		legno	legno
	2				laterocemento	laterocemento
	3					legno
	4					
Orto Botanico	1	<1919	3		legno	legno
	2					
	3		1		laterocemento	
	4					
Ex Rizzato	1	<1919	4	legno	legno	
Palazzo Liviano	1	<1919	3	laterocemento	laterocemento	
	2		2+M	legno		
	3		4	laterocemento	laterocemento	
Palazzo Bo	1	<1919	3+M	laterocemento	laterocemento	
	2		4+SI			
C.US	1	1919-1945	1	-	legno	
	2		2	laterocemento		
Casa Orto Botanico	1	<1919	3	legno	legno	
Complesso Calfura	1	<1919	3	laterocemento	laterocemento	
Fisica - Polo Didattico	1	<1919	3+SI		laterocemento	
	2		1919-1945	1		acciaio
	3		1946-1960	3		
Scienze Farmaceutiche	1	<1919	2+SI	laterocemento	legno	
	2		1919-1945	1		laterocemento
Castelletto De Claricini	1	1919-1945	2	legno	legno	
Ex stabulari	1	1919-1945	2	laterocemento	laterocemento	
Edificio Fusinato	1	1919-1945	2+SI	laterocemento	legno	
	2	1919-1945	5+SI	laterocemento	laterocemento	

L'analisi dei dati ottenuti ha consentito di evidenziare le principali caratteristiche presenti nel campione di edifici schedati: sono riportate le percentuali dei parametri e delle variabili differenziate per insediamento o valutate globalmente sull'intero (Tabella 2.10) set di edifici schedati.

**Tabella 2.10: Parametri e variabili che presentano percentuali prevalenti**

PARAMETRI	variabili	insediamento		globale
		in aggregato	isolati	
<b>Posizione</b>		43%	57%	-
<b>Età costruzione</b>	< 1919	92%	57%	69%
	1920-1946	0%	39%	26%
<b>Numero di piani</b>	3 piani	28%	45%	39%
	4 piani	32%	24%	27%
<b>Altezza edificio massima</b>	9-12 m	24%	18%	20%
	12-15 m	32%	27%	28%
	15-18 m	24%	27%	26%
<b>Altezza interpiano</b>	3-4 m	36%	43%	41%
	4-5 m	36%	33%	34%
<b>Superficie Media di piano</b>	300-400 m <sup>2</sup>	24%	18%	20%
	>1000 m <sup>2</sup>	16%	22%	20%
<b>Strutture orizzontali p. terra – p. intermedi</b>	legno	36% - 40%	16% - 23%	23% - 22%
	laterocemento	52% - 56%	71% - 64%	65% - 64%
<b>Strutture di copertura</b>	legno	84%	59%	67%
	laterocemento	16%	41%	32%
<b>Collegamento strutture orizzontali</b>	rigide e ben collegate	31%	64%	56%
	rigide e mal collegate	50%	6%	17%
	deformabili e ma collegate	13%	19%	17%
<b>Regolarità</b>	plano-altimetrica	40%	47%	45%
	non regolare	36%	35%	35%

La quasi totalità degli edifici considerati presenta un'epoca di costruzione entro la prima metà del '900, la percentuale maggiore rientra nel periodo antecedente al 1919.

A livello geometrico la maggioranza delle US presenta un numero di piani compreso tra 3 e 4 con altezze di interpiano variabili negli intervalli 3-4 m e 4-5 m, e ampie metrature medie di superficie di piano.

Strutturalmente, le tipologie rilevate sono in prevalenza caratterizzate da orizzontamenti deformabili (solai in legno) e rigidi (solai in laterocemento o soletta in c.a.) sia per i livelli intermedi che per le coperture; la struttura verticale per tutte le tipologie considerate risulta in muratura in mattoni pieni e malta di calce. Infine, la prevalenza degli edifici si differenzia come sviluppo tra strutture regolari (sia planimetricamente che altimetricamente) e non regolari.

Gli edifici oggetto di schedatura sono stati ulteriormente approfonditi attraverso un percorso della conoscenza che ha interessato i seguenti approfondimenti:

- identificazione della costruzione attraverso la sua localizzazione ed il rapporto della stessa con il contesto urbano circostante; questa fase comprende un primo rilievo schematico del manufatto e l'identificazione di eventuali elementi che possono condizionare il livello di rischio;
- caratterizzazione funzionale dell'edificio e dei suoi spazi;
- rilievo geometrico della costruzione nella configurazione attuale attraverso una descrizione stereometrica della costruzione e l'individuazione di eventuali fenomeni fessurativi e di degrado;
- analisi storico-evolutiva della costruzione, intesa come sequenza delle fasi di trasformazione edilizia, dall'ipotetica configurazione originaria all'attuale;

- individuazione degli elementi strutturali (organismo resistente), dei materiali utilizzati e aspetti costruttivi adottati (tecniche di realizzazione e dettagli);
- rilievo critico dello stato di danno attraverso l'identificazione dei materiali, del loro stato e del loro degrado;
- diagnosi e sintesi interpretativa del rilievo del danno con l'individuazione delle criticità e delle vulnerabilità.

### 2.4.3. Opere master di riferimento per la valutazione della vulnerabilità sismica

L'attività condotta e descritta nel presente capitolo è stata caratterizzata dal rilievo statistico delle tipologie di edifici in muratura, sia in insediamento isolato che in aggregato, presenti nel comune di Padova. L'attenzione è stata posta su edifici storici ad uso pubblico e scolastico dell'Ateneo di Padova individuando i parametri prevalenti che caratterizzano e influenzano il comportamento strutturale.

Per la raccolta dei dati di ogni singolo edificio è stata svolta una fase di rilievo speditivo schedografico: come strumento di rilievo è stata utilizzata una apposita scheda sviluppata e calibrata in coerenza con le caratteristiche del costruito oggetto di valutazione.

Le informazioni rilevate tramite la scheda sono identificabili in cinque sezioni comprendenti: 1) Informazioni generali, 2) Dati geometrici, 3) Dati Tipologici, 4) Altri fattori di regolarità e vulnerabilità e 5) Danno ad elementi strutturali, non strutturali e preesistenti. A queste corrispondono specifiche variabili che consentono di fornire le informazioni necessarie per la successiva definizione delle classi tipologiche del costruito su cui integrare il giudizio di vulnerabilità.

La schedatura ha interessato 38 edifici considerati rappresentativi del costruito presente: sono stati identificati sia edifici con insediamento in aggregato (11) che isolato (27), per un totale di 66 (16+50) Unità Strutturali (US) valutate.

Tabella 2.11: Parametri significativi caratteristici del costruito analizzato

PARAMETRI	Variabili
<b>TIPOLOGIA DI MURATURA</b>	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
<b>TIPOLOGIA DI ORIZZONTAMENTI solai piani intermedi</b>	Solaio in legno (leggeri/deformabili)
	Solaio in laterocemento (pesanti/rigidi)
<b>TIPOLOGIA COPERTURA</b>	Copertura in legno (leggera/deformabile)
	Copertura in laterocemento (pesante/rigida)
<b>COLLEGAMENTI STRUTTURE ORIZZONTAMENTI</b>	Orizzontamenti deformabili e mal collegati
	Orizzontamenti rigidi e mal collegati
	Orizzontamenti rigidi e ben collegati
<b>NUMERO DI PIANI</b>	2 piani
	3 piani
	4 piani
	5 piani
<b>ALTEZZA INTERPIANO</b>	3-4 m
	4-5 m
<b>REGOLARITÀ</b>	Altimetrica e planimetrica
	Non regolare

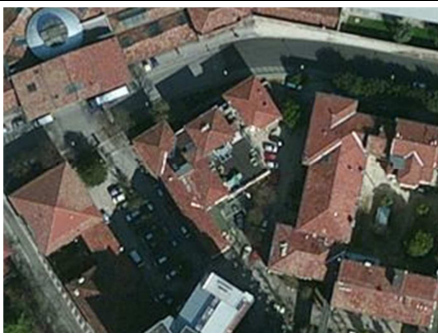



Sulla base dall'elaborazione del database di informazioni raccolte sono stati individuati i parametri più significativi e rappresentativi del costruito analizzato (Tabella 2.11).

Tali parametri rappresentano la base di dati preliminare necessari alla definizione delle classi tipologiche rappresentative su cui formulare il giudizio di vulnerabilità, individuarne le priorità mediante analisi di dettaglio e valutare possibili strategie di mitigazione del rischio sismico applicabili su larga scala.

Considerando gli edifici oggetto di schedatura e secondo gli approfondimenti sulla conoscenza svolti, sono state individuate delle opere di riferimento (opere master) rappresentative dell'intero patrimonio analizzato: su ognuna di queste opere è stato condotto un percorso di conoscenza e di analisi secondo le indicazioni riportate nello Schema di Capitolato Prestazionale per l'esecuzione delle verifiche sismiche (LGBC 2011); il Livello di Conoscenza si attesta pari ad LC1 corrispondente ad una conoscenza limitata.





Vengono di seguito riportate delle schede sintetiche di identificazione delle opere master individuate con indicato, per ognuna, le principali caratteristiche geometriche e strutturali che le caratterizza.

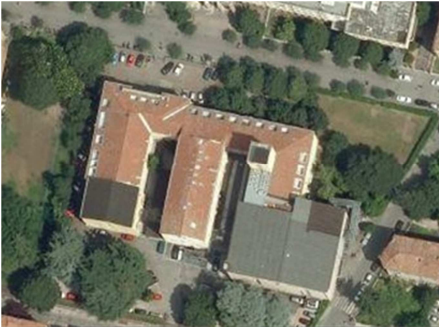



**Tabella 2.12: Schede identificative delle opere master individuate per le successive analisi di dettaglio**





ISTITUTO DI FARMACOLOGIA		insediamento isolato		
<b>Epoca costruttiva</b>	1915 con ampliamento nel 1934 e 1954			
<b>US</b>	1			
<b>Numero di piani fuoriterra</b>	3 + SI			
<b>Strutture verticali</b>	Mattoni pieni e malta di calce			
<b>Spessore delle pareti</b>	<b>PT</b>	3t	<b>P+</b>	3t
<b>Strutture orizzontali</b>	<b>PT e P+</b>	laterocemento	<b>copertura</b>	legno
				
				







EDIFICIO DI FISILOGIA E CHIMICA ORGANICA			insediamento isolato	
Epoca costruttiva	1924 (US1) e 1953 (US2)			
US	2			
Numero di piani fuori terra	2 + SI (US1) e 1 + SI (US2)			
Strutture verticali	Mattoni pieni e malta di calce			
Spessore delle pareti	PT	3t (US1) e 2t (US2)	P+	2t
Strutture orizzontali	PT e P+	laterocemento	copertura	laterocemento
				
				





COMPLESSO DI INGEGNERIA			insediamento isolato	
Epoca costruttiva	1919 con ampliamento nel 1931			
US	2			
Numero di piani fuori terra	3 (US1) e 4 (US2)			
Strutture verticali	Muratura in mattoni pieni e malta di calce			
Spessore delle pareti	PT	3t	P+	3t
Strutture orizzontali	PT e P+	laterocemento	copertura	legno
				
				

COMPLESSO DI FISICA		insediamento isolato		
Epoca costruttiva	1934 (US1-2-3) e 1967 (US4)			
US	4			
Numero di piani fuoriterza	4			
Strutture verticali	Mattoni pieni e malta di calce (US1-2-3) e mista (US4)			
Spessore delle pareti	PT	3t	P+	3t
Strutture orizzontali	PT e P+	laterocemento	copertura	laterocemento
				
				





EDIFICIO COSTRUZIONI MARITTIME		insediamento isolato		
Epoca costruttiva	1700			
US	2			
Numero di piani fuoriterza	3			
Strutture verticali	Mattoni pieni e malta di calce			
Spessore delle pareti	PT	3t	P+	3t
Strutture orizzontali	PT e P+	laterocemento	copertura	legno
				
				







ISTITUTI ANATOMICI		insediamento isolato		
Epoca costruttiva	1924			
US	1			
Numero di piani fuoriterra	3 + SI + M			
Strutture verticali	Mattoni pieni e malta di calce			
Spessore delle pareti	PT	5t	P+	4t
Strutture orizzontali	PT e P+	laterocemento	copertura	legno
				
				

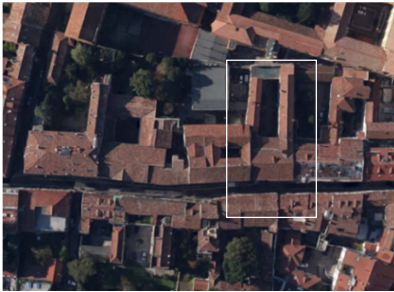
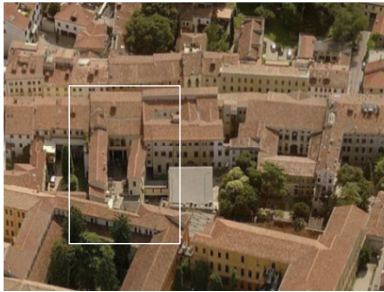


COMPLESSO CAVALLI					insediamento isolato	
Epoca costruttiva	1500 (US1), 1851 (US2), 1965 (US3) e 1958 (US4)					
US	4					
Numero di piani fuoriterra	3					
Strutture verticali	Mattoni pieni e malta di calce (US1-2-4) e mista (US3)					
Spessore delle pareti	PT	3t (US1)	3t (US2)	P+	3t (US1)	3t (US2)
		3t (US3)	3t (US4)		3t (US3)	2t (US4)
Strutture orizzontali	PT e P+	legno (US1)		copertura	legno (US1-4)	
		laterocemento (US2-3-4)			laterocemento (US2-3)	
						
						


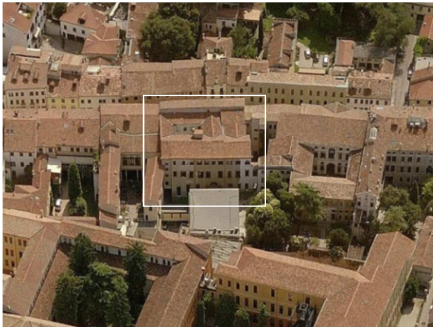


ORTO BOTANICO		insediamento isolato			
Epoca costruttiva	1546 (US1), 1659 (US2) e 1818 (US3-4)				
US	4				
Numero di piani fuoriterra	3 (US1), 2 (US2-3) e 1(US4)				
Strutture verticali	Mattoni pieni e malta di calce (US1-2-3) e mista (US4)				
Spessore delle pareti	PT	3t		P+	3t
Strutture orizzontali	PT e P+	legno		copertura	legno (US1-2-3) laterocemento (US4)
					
					





PALAZZO LIVIANO		insediamento isolato				
Epoca costruttiva	1942 (US1), 1300 (US2) e 1965 (US3)					
US	3					
Numero di piani fuoriterra	3 (US1), 3 (US2) e 4 (US3)					
Strutture verticali	Mattoni pieni e malta di calce (US1-2) e mista (US3)					
Spessore delle pareti	PT	4t (US1)	6t (US2)	3t (US3)	P+	3t (US1) 4t (US2) 2t (US3)
Strutture orizzontali	PT e P+	laterocemento		copertura	legno (US2) laterocemento (US1-3)	
						
						








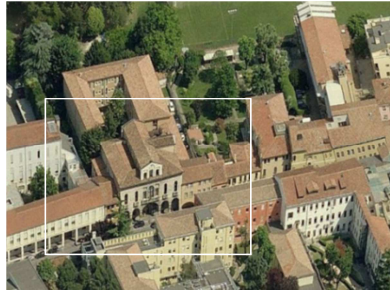


PALAZZO BO		insediamento isolato			
Epoca costruttiva	1942 (US1) e 1900 (US2)				
US	2				
Numero di piani fuoriterza	3+M (US1) e 4 + SI (US2)				
Strutture verticali	Mattoni pieni e malta di calce (US2) e misto (US1)				
Spessore delle pareti	PT	6t (US1)	4t (US2)	P+	4t (US1) 3t (US2)
Strutture orizzontali	PT e P+	laterocemento		copertura	legno (US2) laterocemento (US1)
					
					


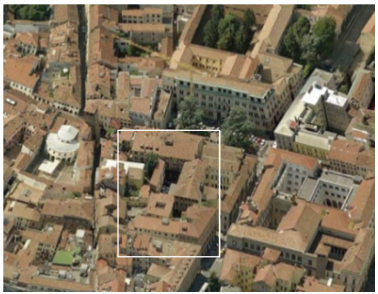


PALAZZO CA' BORIN		insediamento in aggregato			
Epoca costruttiva	1700 (US1), 1839 (US2)				
US	2				
Numero di piani fuoriterza	2(US1) e 4(US2)				
Strutture verticali	Mattoni pieni e malta di calce				
Spessore delle pareti	PT	3t		P+	3t
Strutture orizzontali	PT e P+	legno (US1) laterocemento (US2)		copertura	legno (US1) laterocemento (US2)
					
					




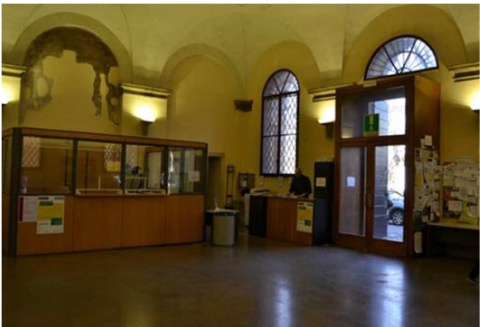
PALAZZO WOLLEMBORG		insediamento in aggregato		
Epoca costruttiva	1775			
US	1			
Numero di piani fuoriterra	3			
Strutture verticali	Mattoni pieni e malta di calce			
Spessore delle pareti	PT	3t	P+	2t
Strutture orizzontali	PT e P+	Laterocemento	copertura	legno
				
				

PALAZZO DOTTORI		insediamento in aggregato		
Epoca costruttiva	1775			
US	1			
Numero di piani fuoriterra	3			
Strutture verticali	Mattoni pieni e malta di calce			
Spessore delle pareti	PT	3t	P+	3t
Strutture orizzontali	PT e P+	laterocemento	copertura	legno
				
				



PALAZZO LEVI CASES		insediamento in aggregato		
Epoca costruttiva	1700 (US1) e 1886 (US2)			
US	2			
Numero di piani fuoriterra	3 (US1) e 2 (US2)			
Strutture verticali	Mattoni pieni e malta di calce			
Spessore delle pareti	PT	3t	P+	3t (US1) e 2t (US2)
Strutture orizzontali	PT e P+	legno	copertura	legno
				
				
PALAZZO MORGAGNI		insediamento in aggregato		
Epoca costruttiva	1541 (US1) e 1963 (US2)			
US	2			
Numero di piani fuoriterra	3			
Strutture verticali	Mattoni pieni e malta di calce			
Spessore delle pareti	PT	3t	P+	3t
Strutture orizzontali	PT e P+	legno (US1) laterocemento (US2)	copertura	legno (US1) laterocemento (US2)
				
				

PALAZZO SALA		insediamento in aggregato		
Epoca costruttiva	1541 (US1) e 1963 (US2)			
US	2			
Numero di piani fuoriterra	3 (US1-2) e 2 (US3)			
Strutture verticali	Mattoni pieni e malta di calce			
Spessore delle pareti	PT	3t (US1-2-3)	P+	2t (US2) e 3t (US1-3)
Strutture orizzontali	PT e P+	laterocemento	copertura	legno (US1-2) laterocemento (US3)
				
				

PALAZZO CAPITANIO		insediamento in aggregato		
Epoca costruttiva	1500			
US	1			
Numero di piani fuoriterra	5			
Strutture verticali	Mattoni pieni e malta di calce			
Spessore delle pareti	PT	6t	P+	4t
Strutture orizzontali	PT e P+	laterocemento	copertura	legno
				
				



## 2.5. Procedura per l'esecuzione delle verifiche sismiche del patrimonio culturale

I manufatti in consegna al Ministero per i Beni e le Attività Culturali, sono per la maggior parte tutelati ai sensi del D.Lgs. 22 gennaio 2004 n.42 "Codice dei beni culturali", sono spesso caratterizzati da configurazioni plano-volumetriche complesse dovute alle diverse trasformazioni (ampliamenti e/o superfetazioni) che hanno subito nel corso del tempo. Tali condizioni determinano una difficile individuazione dell'impianto strutturale: spesso modificatosi in relazione alle diverse fasi costruttive o ad interventi di consolidamento anche recenti che richiedono valutazioni di dettaglio, in grado di tener conto di come si è modificata la risposta strutturale del manufatto nel tempo, individuando quelle situazioni critiche connesse alle trasformazioni od ai recenti interventi di consolidamento.

La verifica della sicurezza strutturale di questi manufatti risulta quindi un vero proprio studio interdisciplinare in relazione alle molteplici competenze che sono implicitamente richieste.

La ricerca dovrà, infatti, fornire una conoscenza compiuta dello stato di fatto e del livello di sicurezza strutturale attuale e delineare le eventuali ipotesi di intervento per il raggiungimento di un idoneo livello di sicurezza anche attraverso il ricorso a tecniche e tecnologie innovative, compatibili con le esigenze di tutela e conservazione. Secondo quanto indicato dalla DPCM nello Schema di capitolato prestazionale (sviluppato nel corso del Progetto Sisma Abruzzo risorse CIPE delibera 35/2005-linea di attività verifica della vulnerabilità sismica) il percorso della ricerca finalizzato all'esecuzione delle verifiche sismiche prevede:

- **Fase conoscitiva del manufatto**
  - 1 Caratterizzazione geologica del sito, geotecnica e sismica dei terreni;
  - 2 Analisi storico critica;
  - 3 Documentazione fotografica;
  - 4 Rilievo geometrico dei manufatti;
  - 5 Diagnosi sul campo e in laboratorio;
  - 6 Analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale con indicazione dei danni;
  - 7 Valutazione dell'impatto degli impianti tecnologici sugli elementi strutturali;
- **Definizione della sicurezza strutturale**
  - 8 Analisi degli interventi di riduzione della vulnerabilità sismica;
  - 9 Valutazione della sicurezza strutturale;
- **Elaborazione dei risultati**
  - 10 Report di sintesi dei risultati significativi;
  - 11 Stima dei costi dei presidi necessari a ridurre le vulnerabilità locali;
  - 12 Piano di monitoraggio dell'opera;
  - 13 Relazione finale.

### 2.5.1. Fase conoscitiva del manufatto

La conoscenza della costruzione storica in muratura è un presupposto fondamentale per l'analisi della vulnerabilità sismica: la valutazione e l'individuazione di possibili criticità della sicurezza strutturale consentono la definizione dei criteri di intervento di miglioramento sismico più efficaci secondo le esigenze di tutela del bene. Determinante risulta quindi la conoscenza delle caratteristiche originarie della manufatto, le modifiche intercorse nel tempo dovute ai fenomeni di danneggiamento derivanti dalle trasformazioni antropiche, dall'invecchiamento dei materiali e dagli eventi calamitosi.

La definizione di una adeguata campagna di indagini dovrà essere pianificata limitando, per quanto possibile, l'invasiva sulla fabbrica stessa. Tale condizione ha imposto la necessità di affinare le tecniche di analisi ed interpretazione del manufatto: la conoscenza conseguita sarà da considerare secondo

diversi livelli di approfondimento e di attendibilità, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, delle ricerche storiche e delle indagini sperimentali.

Il percorso di conoscenza seguito è finalizzato alla definizione dei parametri necessari alla valutazione del funzionamento strutturale, all'analisi del comportamento strutturale e quindi alla valutazione della sicurezza.

Vengono di seguito approfondite le fasi del percorso conoscitivo riguardanti l'identificazione delle identità storiche e costruttive della fabbrica e le proprietà meccaniche dei materiali.

### 2.5.2. Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica

Vengono di seguito approfondite le fasi del percorso conoscitivo riguardanti l'identificazione delle caratteristiche storiche e costruttive della fabbrica e le proprietà meccaniche dei materiali.

#### Analisi storico critica

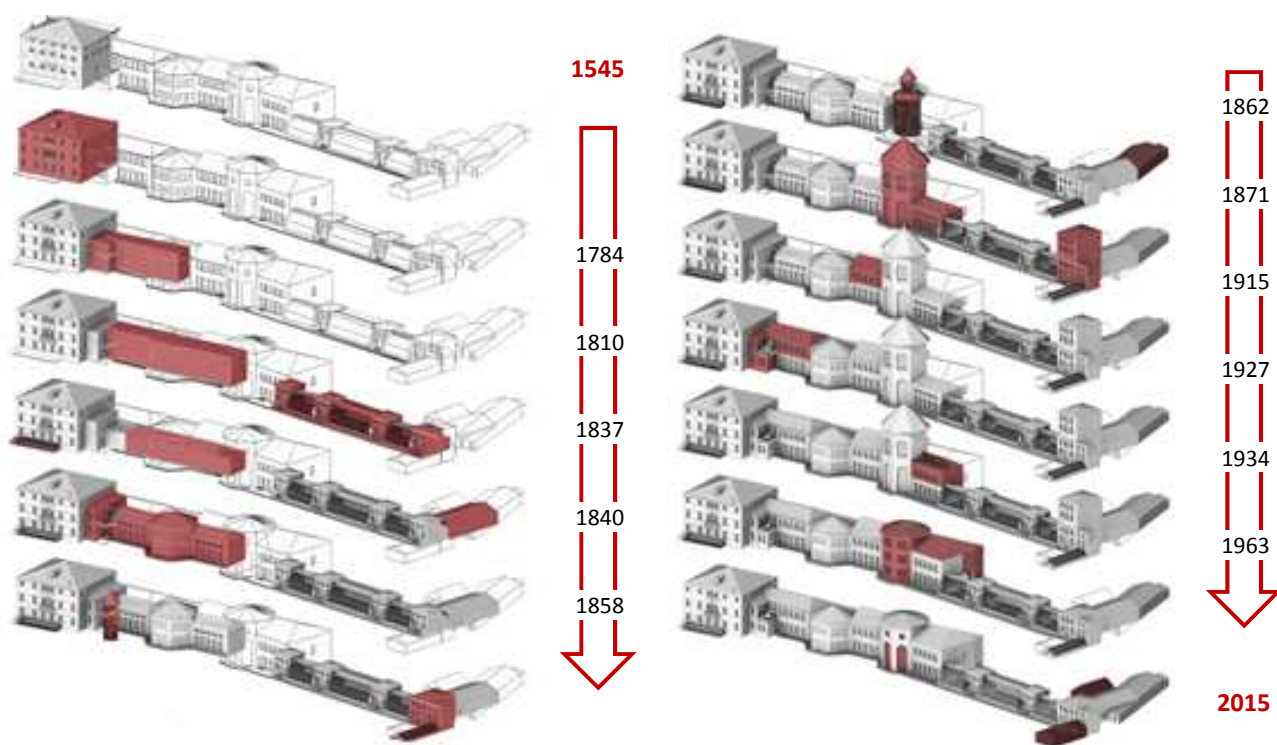


Figura 2.29: Analisi storico critica: esempio della evoluzione del complesso dell'Orto Botanico di Padova dal 1545 allo stato attuale

Questa fase è finalizzata alla comprensione dell'organismo ai fini di una corretta individuazione del sistema resistente e del suo stato di sollecitazione: l'edificio è considerato nella sua unità architettonica e strutturale anche attraverso la conoscenza delle modifiche (come ampliamenti, trasformazioni e/o alterazioni) avvenute nel tempo e con particolare riferimento a quelle dipendenti da eventi sismici storici (Figura 2.29 e Figura 2.30). Fondamentale risulta quindi la consultazione della documentazione di progetto storica utile alla valutazione del comportamento strutturale.



Figura 2.30: Analisi storico critica: esempio dell'edificio ex Fisica Tecnica dell'Università di Padova, confronto tra la configurazione del 1935 (Archivio Generale di Ateneo) ed attuale

### Rilievo geometrico dei manufatti

Rappresenta una fase fondamentale per l'individuazione delle caratteristiche plano-altimetriche degli elementi costitutivi e viene svolto attraverso una descrizione stereometrica: vengono rilevate la geometria di tutti gli elementi verticali, degli orizzontamenti intermedi e di copertura (tipologia e orditura di solai) e degli elementi che possono costituire vulnerabilità (cavità, aperture tamponate, canne fumarie). Il rilievo dovrà essere eseguito in modo da consentire la creazione di un idoneo modello di calcolo (Figura 2.31).

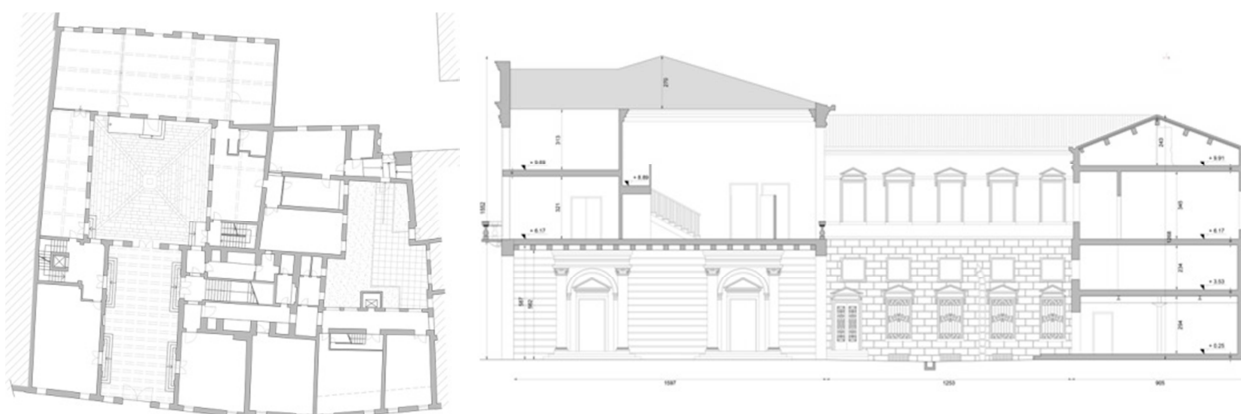


Figura 2.31: Rilievo geometrico: esempio di Palazzo Dottori dell'Università di Padova, piano terra e sezione trasversale

#### 2.5.2.1. Proprietà meccaniche dei materiali

##### Diagnosi sul campo e in laboratorio

Questa fase risulta necessaria per l'identificazione dei parametri meccanici delle strutture, dei parametri meccanici e fisico-chimici dei materiali presenti.

La diagnosi si differenzia in rilievo materico costruttivo e valutazione dello stato di conservazione e caratterizzazione meccanica dei materiali.

Il rilievo materico costruttivo e lo stato di conservazione coinvolgono le indagini di tipo non distruttivo o debolmente distruttivo che consentono di individuare l'organismo resistente della fabbrica (geometria e dettagli costruttivi), anche dal punto di vista della qualità e dello stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi. Nel rilievo materico fondamentale importanza dovrà essere riposta agli aspetti riguardanti:

- la geometria delle pareti portanti, l'identificazione degli elementi non strutturali e il loro grado di ammassamento/connesione;

- i materiali e la tessitura muraria;
- la tipologia e caratteristiche di interventi svolti precedentemente;
- la presenza e lo stato di elementi che influenzino il comportamento scatolare (cordoli in c.a., catene/tiranti);
- la presenza e l'entità di lesioni presenti.

Va sottolineato come è fondamentale, nella pianificazione di una campagna di indagini efficaci, avere un'approfondita consapevolezza delle caratteristiche costruttive del manufatto per ogni fase costruttiva che lo caratterizza.

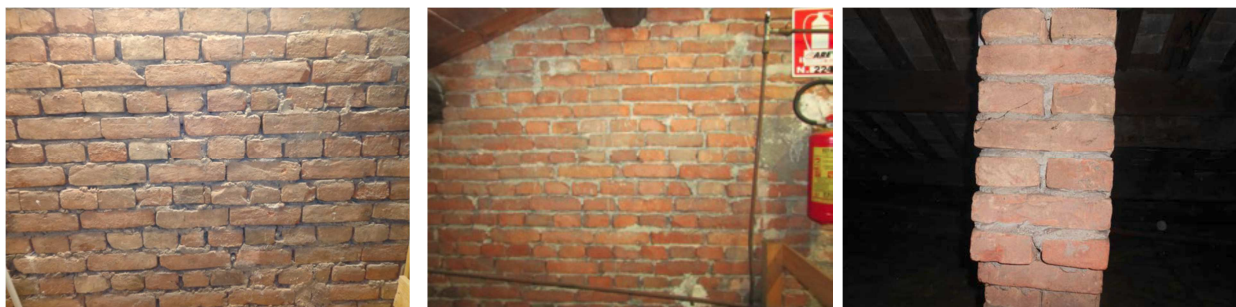


Figura 2.32: Esempio di tessitura muraria rilevata, prospetto e sezione di un paramento a due teste

La caratterizzazione meccanica dei materiali si caratterizza come approfondimento delle indagini effettuate nel rilievo materico e per la definizione dei parametri meccanici di deformabilità e resistenza dei materiali. In questa fase di diagnosi è indicata l'esecuzione di indagini debolmente distruttive o distruttive: vista l'invasività di tali prove andranno impiegate solo se ben motivate e giustificate non solo dall'uso dei relativi risultati nella modellazione della struttura, ma anche dal fatto di essere discriminanti nei confronti della valutazione o della scelta dell'intervento. L'identificazione delle caratteristiche meccaniche potrà anche essere ottenuta per analogia con murature simili, tenendo conto, per quanto possibile, anche dei fenomeni di degrado.

Solo in caso di una motivata assenza della possibilità di effettuare le prove di caratterizzazione dei materiali, si potrà far riferimento, per ogni tipologia muraria, ai valori minimi dei parametri meccanici definiti nella attuale normativa (Tabelle C8A.2.1 dell'Appendice C8A alla Circolare n° 617 del 2 febbraio 2009), eventualmente amplificati con i coefficienti correttivi.

#### 2.5.2.2. Analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale con indicazione dei danni

Fase articolata sull'analisi dei risultati ottenuti nelle fasi precedentemente esposte prevede:

- l'identificazione per ogni tipologia di strutture verticali ed orizzontali degli elementi costitutivi, la posa in opera degli elementi, la sezione trasversale, la presenza e lo stato di conservazione dell'eventuale intonaco e il collegamento con le altre parti della struttura;
- l'individuazione di eventuali discontinuità strutturali presenti tra le diverse parti della fabbrica (macroelementi), le eventuali interazioni con corpi di fabbrica adiacenti, la interazione con gli apparati decorativi e i beni storico-artistici di grande massa, con gli apparati campanari e gli eventuali impianti tecnici; presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
- l'analisi di dettaglio delle modalità con cui le varie parti strutturali partecipano al comportamento d'insieme dell'organismo;
- rilievo completo del quadro fessurativo e l'individuazione dei meccanismi che lo hanno determinato, classificando il danno secondo la geometria (estensione e ampiezza) ed il cinematismo (distacco, rotazione, scorrimento, spostamento fuori dal piano);
- la descrizione dei beni di carattere storico-artistico presenti;

- l'individuazione di fattori di degrado (Figura 2.33).



Figura 2.33: Rilievo dello stato di fatto: esempio di Palazzo Anselmi e Palazzo Dottori dell'Università di Padova, prospetti principali

### 2.5.2.3. Valutazione della sicurezza strutturale

Secondo quanto previsto dalle attuali strumenti normativi la valutazione della vulnerabilità sismica dev'essere prevista sia per meccanismi locali di collasso che meccanismi d'insieme (§5.2, LGBC 2011). Per i primi è prevista l'analisi limite dell'equilibrio per i singoli macroelementi, mentre per i secondi è prevista la valutazione del comportamento scatolare del manufatto mediante diverse metodologie di analisi. Inoltre, trattandosi di edilizia storica esistente frequentemente caratterizzata da una progettazione per i soli carichi gravitazionali, la valutazione dovrà considerare anche il comportamento in condizione statica.

### 2.5.3. Scheda di sintesi della verifica sismica


Tabella 2.13: Sezioni presenti nella "Scheda di sintesi della verifica sismica di edifici strategici ai fini della Protezione Civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico"

1	Identificazione dell'edificio	2	Dati dimensionali e età costruzione/ristrutturazione
3	Materiale strutturale principale struttura verticale	4	Dati di esposizione
5	Dati geomorfologici	6	Destinazione d'uso
7	Descrizione degli interventi strutturali eseguiti	8	Eventi significativi subiti dalla struttura
9	Perimetrazione ai sensi del D.L. 180/1998	10	Tipologia ed organizzazione del sistema resistente (c.a.)
11	Tipologia organizzazione del sistema resistente (acciaio)	12	Tipologia ed organizzazione del sistema resistente (muratura)
13	Diaframmi orizzontali (c.a., acciaio, muratura)	14	Copertura (c.a., acciaio, muratura)
15	Distribuzione tamponature(c.a. ed acciaio)	16	Fondazioni
17	Periodo di riferimento (NTC, 3.2.4)	18	Pericolosità sismica di base (NTC: 3.2.1, 3.2.3.2, Allegato A)
19	Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche	20	Regolarità dell'edificio
21	Fattore di Confidenza	22	Livello di Conoscenza
23	Resistenza dei materiali (valori medi nell'analisi)	24	Metodo di analisi
25	Modellazione della struttura	26	Risultati dell'analisi
27	Domanda	28	Indicatori di rischio
29	Previsione di massima interventi di miglioramento	30	Note

La scheda riepilogativa per una verifica sismica, suddivisa in 30 sezioni (Tabella 2.13), va compilata per un intero edificio intendendo per edificio una unità strutturale "cielo terra": individuabile per omogeneità delle caratteristiche strutturali e quindi distinguibile dagli edifici adiacenti anche per differenza di altezza, età di costruzione, piani sfalsati e altri aspetti (Figura 2.34).



Allegato 1



PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI  
DIPARTIMENTO DELLA PROTEZIONE CIVILE  
UFFICIO SERVIZIO SISMICO NAZIONALE

**SCHEDA DI SINTESI DELLA VERIFICA SISMICA DI "LIVELLO 1" O DI "LIVELLO 2" PER GLI EDIFICI STRATEGICI AI FINI DELLA PROTEZIONE CIVILE O RILEVANTI IN CASO DI COLLASSO A SEGUITO DI EVENTO SISMICO**  
(Ordinanza n. 3274/2003 - Art. 6, commi 3 e 4)

<b>1) Identificazione dell'edificio</b>		Spazio riservato DPC: _____	
Regione	Codice ISTAT _____	Codice DPCM _____	N° progressivo intervento _____
Provincia	Codice ISTAT _____	Scheda n° _____	Data _____
Comune	Codice ISTAT _____	Complesso edilizio composto da _____ edifici	
Frazioni/Località	_____	Codice identificativo _____	_____
Indirizzo	_____	Del Cassafal _____	Foglio _____ Allegato _____
Num. Civico	_____ C.A.P. _____	Posizione edificio: <input type="checkbox"/> isolato <input type="checkbox"/> interno <input type="checkbox"/> Discontinuo <input type="checkbox"/> Drangolo	
Denominazione edificio _____		Coordinate geografiche (ED50 - UTM fuso 32-33)	
Proprietario _____		E _____	Fuso _____
Utilizzatore _____		N _____	_____

**2) Dati dimensionali e età costruzione/ristrutturazione**

N° Piani totali con interrati	Altezza media di piano (m)	Superficie media di piano (m²)	D	Anno di progettazione
A _____	B _____	C _____	E _____	F _____
F <input type="checkbox"/> Nessun intervento eseguito sulla struttura dopo la costruzione				
G Anno di progettazione ultimo intervento eseguito sulla struttura _____				

**3) Materiale strutturale principale della struttura verticale**

Cemento armato	Acciaio	Acciaio ad alto tenore	Muratura	Legno	Misto (Muratura e legno)	Preesistenti in c.a. o c.a.p.	Altro (specificare)
A <input type="checkbox"/>	B <input type="checkbox"/>	C <input type="checkbox"/>	D <input type="checkbox"/>	E <input type="checkbox"/>	F <input type="checkbox"/>	G <input type="checkbox"/>	_____

**4) Dati di esposizione**

Numero di persone mediamente presenti durante la fruizione ordinaria dell'edificio \_\_\_\_\_

**5) Dati geomorfologici**

Morfologia del sito		Fenomeni franosi	
A <input type="checkbox"/> Cresta/Dirupo	B <input type="checkbox"/> Pendio Forte	C <input type="checkbox"/> Pendio leggero	D <input type="checkbox"/> Pianura
		E <input type="checkbox"/> Assenti	F <input type="checkbox"/> Presenti

Dipartimento della Protezione Civile - Ufficio Servizio Sismico Nazionale

**6) Destinazione d'uso**

A Originaria	Codice d'uso _____
B Attuale	Codice d'uso _____

**7) Descrizione degli eventuali interventi strutturali eseguiti**

A Sopralavorazione	<input type="checkbox"/>
B Ampliamento	<input type="checkbox"/>
C Variazione di destinazione che ha comportato un incremento dei carichi originali al singolo piano superiore al 20%	<input type="checkbox"/>
D Interventi strutturali volti a trasformare l'edificio mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.	<input type="checkbox"/>
E Interventi strutturali volti ad eseguire opere e modifiche, rinnovare e sostituire parti strutturali dell'edificio, alorché detti interventi implicino sostanziali alterazioni del comportamento globale dell'edificio stesso.	<input type="checkbox"/>
F Interventi di miglioramento sismico.	<input type="checkbox"/>
G Interventi di sola riparazione dei danni strutturali.	<input type="checkbox"/>

**8) Eventi significativi subiti dalla struttura**

Tipo evento	Data	Tipologia intervento	SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>		
1) Codice evento _____	_____	_____	Area R4	Area R3	
2) Codice evento _____	_____	_____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
3) Codice evento _____	_____	_____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	

**9) Perimetrazione ai sensi del D.L. 180/1998**

SI  NO   
NB: In caso affermativo compilare la matrice sottostante

1) Struttura a telai in c.a. in due direzioni	<input type="checkbox"/>
2) Struttura a telai in c.a. in una sola direzione	<input type="checkbox"/>
3) Struttura con controventi rettilinei concentrici	<input type="checkbox"/>
4) Struttura a pareti in c.a. in due direzioni	<input type="checkbox"/>
5) Struttura a pareti in c.a. in una sola direzione	<input type="checkbox"/>
6) Struttura mista telai-pareti	<input type="checkbox"/>
7) Altro _____	<input type="checkbox"/>

**10) Tipologia ed organizzazione del sistema resistente (cemento armato)**

1) Struttura a telai in c.a. in due direzioni	<input type="checkbox"/>
2) Struttura a telai in c.a. in una sola direzione	<input type="checkbox"/>
3) Struttura con controventi rettilinei	<input type="checkbox"/>
4) Struttura a pareti in c.a. in due direzioni	<input type="checkbox"/>
5) Struttura a pareti in c.a. in una sola direzione	<input type="checkbox"/>
6) Struttura mista telai-pareti	<input type="checkbox"/>
7) Altro _____	<input type="checkbox"/>

**11) Tipologia ed organizzazione del sistema resistente (acciaio)**

1) Struttura a telai in c.a. in due direzioni	<input type="checkbox"/>
2) Struttura a telai in c.a. in una sola direzione	<input type="checkbox"/>
3) Struttura con controventi rettilinei	<input type="checkbox"/>
4) Struttura a pareti in c.a. in due direzioni	<input type="checkbox"/>
5) Struttura a pareti in c.a. in una sola direzione	<input type="checkbox"/>
6) Struttura mista telai-pareti	<input type="checkbox"/>
7) Altro _____	<input type="checkbox"/>

**12) Tipologia ed organizzazione del sistema resistente (muratura)**

	Tipologia base	Matta buona	Eventuali caratteristiche migliorative				
			Ricorsi o listature	Convezione trasversale	Iniezioni di malta	Intonaco armato	
	1	2	3	4	5	6	
1) Muratura in pietrame disordinato (piccoli, pietre erratiche e irregolari)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
2) Muratura a conci sbocciati, con paramento di limitato spessore e ridotto fessur.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
3) Muratura in pietra a spacco con buona tessitura	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
4) Muratura a conci di pietra tenera (dub, calcarenosa, ecc.)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
5) Muratura a blocchi lapidei squadrati	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
6) Muratura in mattoni pieni e matita di calce	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
7) Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
8) Muratura in blocchi laterizi forati (percentuale di foratura < 45%)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
9) Muratura in blocchi laterizi forati, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
10) Muratura in blocchi di calcestruzzo (percentuale di foratura tra 45% e 65%)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
11) Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
12) Altro _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	

Dipartimento della Protezione Civile - Ufficio Servizio Sismico Nazionale

**13) Diaframmi orizzontali (cemento armato, acciaio, muratura)**

1) Volte senza catene	<input type="checkbox"/>
2) Volte con catene	<input type="checkbox"/>
3) Diaframmi flessibili (travi in legno con semplice travetto, travi e voltine...)	<input type="checkbox"/>
4) Diaframmi semirigidi (travi in legno con doppio travetto, travi e legature...)	<input type="checkbox"/>
5) Diaframmi rigidi (totali di c.a., travi ben collegate a solette di c.a. sempre presenti con solette in c.a...)	<input type="checkbox"/>
6) Altro _____	<input type="checkbox"/>

**14) Copertura (cemento armato, acciaio, muratura)**

1) Copertura spingente pesante	<input type="checkbox"/>
2) Copertura non spingente pesante	<input type="checkbox"/>
3) Copertura spingente leggera	<input type="checkbox"/>
4) Copertura non spingente leggera	<input type="checkbox"/>
5) Altro _____	<input type="checkbox"/>

**15) Distribuzione tamponature (cemento armato ed acciaio)**

1) Distribuzione irregolare delle tamponature in pianta	<input type="checkbox"/>
2) Distribuzione irregolare delle tamponature in altezza sull'intero edificio	<input type="checkbox"/>
3) Distribuzione parziale delle tamponature in altezza sui pilastri (pilastri tozzi)	<input type="checkbox"/>
4) Tamponature senza misure a contrasto di collassi fragili ed esposizione in direzione perpendicolare al paramento	<input type="checkbox"/>
5) Altro _____	<input type="checkbox"/>

**16) Fondazioni**

1) Pireti isolati	<input type="checkbox"/>
2) Pireti collegati	<input type="checkbox"/>
3) Travi rovesce	<input type="checkbox"/>
4) Plalpa	<input type="checkbox"/>
5) Fondazioni profonde	<input type="checkbox"/>
6) Fondazioni a quote diverse	SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>

**17) Fattore di importanza**

A Edificio strategico (i = 1,4)	<input type="checkbox"/>
B Edificio rilevante (i = 1,2)	<input type="checkbox"/>

**18) Classificazione sismica**

1) Zona sismica:	<input type="checkbox"/> 1 <input type="checkbox"/> 2 <input type="checkbox"/> 3 <input type="checkbox"/> 4
2) Valore dell'accelerazione orizzontale massima di ancoraggio spettro risposta elastico (suolo A) (g <sub>0</sub> ) (es. 2.1) Allegato 1 all'Ordinanza n. 3274/2003	0, _____
2.2) Delibera di Giunta Regionale	<input type="checkbox"/>
2.3) Studio già approntato:	<input type="checkbox"/>
2.3.1) Mappa di riferimento nazionale (Avv. 2004)	<input type="checkbox"/>
2.3.2) Studio regionale	<input type="checkbox"/>
2.3.3) Studio di letteratura	<input type="checkbox"/>
2.3.4) Studio effettuato direttamente	<input type="checkbox"/>

**19) Categoria di suolo di fondazione**

1 Metodologia per l'attribuzione della categoria di suolo di fondazione	1) Sulla base di carte geologiche disponibili <input type="checkbox"/>
	2) Sulla base di indagini esistenti <input type="checkbox"/>
	3) Sulla base di prove in situ effettuate appositamente <input type="checkbox"/>
	1) Sondaggi geognostici a distruzione o a carteggio continuo <input type="checkbox"/>
	2) Prova Standard Penetration Test (SPT) o Cone Penetration Test (CPT) <input type="checkbox"/>
	3) Prospezione sismica in foro (Down-Hole o Cross-Hole) <input type="checkbox"/>
2 Descrizione indagini effettuate o già disponibili	4) Prova sismica superficiale a rifrazione <input type="checkbox"/>
	5) Analisi granulometrica <input type="checkbox"/>
	6) Prove triassiali <input type="checkbox"/>
	7) Prove di taglio diretto <input type="checkbox"/>
	8) Altro _____ <input type="checkbox"/>

Dipartimento della Protezione Civile - Ufficio Servizio Sismico Nazionale

**3) Eventuali anomalie**

1) Presenza di cavità	SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>
2) Presenza di terreni di fondazione di natura significativamente diversa	SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>

**4) Velocità media onde di taglio V<sub>av</sub>**

5	Resistenza Permeometrica media Num _____	6	Resistenza media alla punta q <sub>tip</sub> kPa	7	Coesione non drenata media c <sub>u</sub> kPa
_____ m/s	_____	_____	_____	_____	_____

**8) Sussultabilità alla liquefazione**

SI  NO   
NB: In caso affermativo compilare la parte destra

Spessore	densità	sciolti	medie	dense
	3.1) Sabbie fini m _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3.2) Sabbie medie m _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3.3) Sabbie grosse m _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

**9) Categoria di suolo di fondazione (par 3.1 Ord. 3274/03)**

1) Fattore S di amplificazione per profilo stratigrafico _____
2) Periodo T <sub>0</sub> dello spettro di risposta _____
3) Periodo T <sub>1</sub> dello spettro di risposta _____
a) Valore di Norma <input type="checkbox"/>
b) Valore desunto in letteratura <input type="checkbox"/>
c) Valore desunto da analisi specifiche <input type="checkbox"/>

**11) Coefficiente di amplificazione topografica S<sub>T</sub>**

_____
-------

**20) Regolarità dell'edificio**

A La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità? SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>
B Qual è il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto? _____
C Qual è il massimo valore di rientri o sporgenze espresso in % della dimensione totale dell'edificio nella corrispondente direzione? _____%
D I solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti? SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>
E Qual è la minima estensione verticale di un elemento resistente dell'edificio (quali travi o pareti) espressa in % dell'altezza dell'edificio? _____%
F Quali sono le massime variazioni di un piano all'altro di massa e rigidità espresse in % della massa e della rigidità del piano contiguo con valori più elevati? _____%
G Quali sono i massimi restringimenti della sezione orizzontale dell'edificio, in %, alla dimensione corrispondente al primo piano ed a quella corrispondente al piano immediatamente sottostante. Nel calcolo può essere escluso l'ultimo piano di edificio di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento. _____% (p. 1) _____% (p. 2)
H Sono presenti elementi non strutturali particolarmente vulnerabili o in grado di influire negativamente sulla risposta della struttura (es. tamponamenti rigidi distribuiti in modo irregolare in pianta o in elevazione, camini o parapetti di grandi dimensioni in muratura, controsoffitti pesanti)? SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>
I Giudizio finale sulla regolarità dell'edificio, ottenuto in relazione alle risposte fornite dal punto A al punto H SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>

**21) Livello di verifica**

A Livello 1	<input type="checkbox"/>
B Livello 2	<input type="checkbox"/>

Dipartimento della Protezione Civile - Ufficio Servizio Sismico Nazionale

<b>22) Livello di conoscenza</b>		
A	LC1: Conoscenza Limitata (FC 1.35)	<input type="radio"/>
B	LC2: Conoscenza Adeguata (FC 1.20)	<input type="radio"/>
C	LC3: Conoscenza Accurata (FC 1.00)	<input type="radio"/>
D	Geometria (Carpenteria) (cemento armato, acciaio)	1) Disegni originali con rilievo visivo a campione <input type="checkbox"/> 2) Rilievo ex-novo completo <input type="checkbox"/>
E	Dettagli strutturali (cemento armato, acciaio)	1) Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e limitate verifiche in situ <input type="checkbox"/> 2) Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ <input type="checkbox"/> 3) Esese verifiche in-situ <input type="checkbox"/> 4) Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ <input type="checkbox"/> 5) Esautive verifiche in-situ <input type="checkbox"/>
F	Proprietà dei materiali (cemento armato, acciaio)	1) Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e limitate prove in-situ <input type="checkbox"/> 2) Dato specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ <input type="checkbox"/> 3) Esese prove in-situ <input type="checkbox"/> 4) Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con esese prove in situ <input type="checkbox"/> 5) Esautive prove in-situ <input type="checkbox"/>
G	Quantità di rilievi dei dettagli costruttivi (cemento armato)	1) Elemento primario trave <input type="checkbox"/> % 2) Elemento primario pilastro <input type="checkbox"/> % 3) Elemento primario parete <input type="checkbox"/> % 4) Elemento primario nodo <input type="checkbox"/> % 5) Elemento primario altro (specificare) <input type="checkbox"/> %
H	Quantità prove svolte sui materiali (cemento armato)	1) Elemento primario trave <input type="checkbox"/> 1-Provini da <input type="checkbox"/> 2) Elemento primario pilastro <input type="checkbox"/> 1-Provini da <input type="checkbox"/> 3) Elemento primario parete <input type="checkbox"/> 1-Provini da <input type="checkbox"/> 4) Elemento primario nodo <input type="checkbox"/> 1-Provini da <input type="checkbox"/> 5) Elemento primario altro (specificare) <input type="checkbox"/> 1-Provini da <input type="checkbox"/> 6) Eventuali prove non distruttive svolte (elencare: a) <input type="checkbox"/> b) <input type="checkbox"/> c) <input type="checkbox"/> d) <input type="checkbox"/>
I	Quantità di rilievi dei collegamenti (acciaio)	1) Elemento primario trave <input type="checkbox"/> % 2) Elemento primario pilastro <input type="checkbox"/> % 3) Elemento primario nodo <input type="checkbox"/> % 4) Elemento primario altro (specificare) <input type="checkbox"/> %
L	Quantità prove svolte sui materiali (acciaio)	1) Elemento primario trave <input type="checkbox"/> 1-Provini acciaio <input type="checkbox"/> 2) Elemento primario pilastro <input type="checkbox"/> 1-Provini acciaio <input type="checkbox"/> 3) Elemento primario parete <input type="checkbox"/> 1-Provini acciaio <input type="checkbox"/> 4) Elemento primario nodo <input type="checkbox"/> 1-Provini acciaio <input type="checkbox"/> 5) Elemento primario altro (specificare) <input type="checkbox"/> 1-Provini acciaio <input type="checkbox"/> 6) Elemento primario altro (specificare) <input type="checkbox"/> 1-Provini acciaio <input type="checkbox"/>
M	Geometria (Carpenteria) (muratura)	1) Disegni originali con rilievo visivo a campione per ciascun piano <input type="checkbox"/> 2) Rilievo strutturale <input type="checkbox"/> 3) Rilievo del quadro fessurativo <input type="checkbox"/>

Dipartimento della Protezione Civile - Ufficio Servizio Sismico Nazionale 5

N	Dettagli strutturali (muratura)	1) Limitate verifiche in-situ <input type="checkbox"/>
		2) Esese ed esaurive verifiche in-situ <input type="checkbox"/>
		3) Buona qualità del collegamento tra pareti verticali? SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>
		4) Buona qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti? SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>
		5) Presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento? SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>
O	Proprietà dei materiali (muratura)	1) Limitate indagini in-situ <input type="checkbox"/>
		2) Esese indagini in-situ <input type="checkbox"/>
		3) Esautive indagini in-situ <input type="checkbox"/>
P	Edificio semplice	1) Rispondenza alla definizione ex-OPCM n. 3274/2003 al. 2 par. 11.5.10 SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>

<b>23) Resistenza dei materiali (valori medi utilizzati nell'analisi)</b>								
	Cis fondazione	Cis elevazione	Acciaio in barre	Acciaio profilati	Bulloni chiodi	Muratura 1	Muratura 2	Altro
A	Resistenza a Compressione (N/mm <sup>2</sup> )	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
B	Resistenza a Trazione (N/mm <sup>2</sup> )	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
C	Resistenza a taglio (N/mm <sup>2</sup> )	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
D	Modulo di elasticità Normale (GPa)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
E	Modulo di elasticità Tangenziale (GPa)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

<b>24) Metodo di analisi</b>	
A	Analisi statica lineare <input type="checkbox"/> E Fattore di struttura q = <input type="checkbox"/>
B	Analisi dinamica modale <input type="checkbox"/>
C	Analisi statica non lineare <input type="checkbox"/>
D	Analisi dinamica non lineare <input type="checkbox"/>

<b>25) Modellazione della struttura</b>		
A	Due modelli piani separati, uno per ciascuna direzione principale, considerando l'eccentricità accidentale	<input type="checkbox"/>
B	Modello tridimensionale con combinazione dei valori massimi	<input type="checkbox"/>
C	Periodi fondamentali	Direzione X <input type="checkbox"/> Direzione Y <input type="checkbox"/>
D	Massa partecipanti	Direzione X <input type="checkbox"/> Direzione Y <input type="checkbox"/>

Dipartimento della Protezione Civile - Ufficio Servizio Sismico Nazionale 6

Rigidzza flessionale ed a taglio		1	2	3
E	Elementi trave	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
F	Elementi pilastro	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
G	Muratura	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
H	Altro elem. (specificare)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
I	Altro elem. (specificare)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

<b>26) Risultati dell'analisi: livelli di accelerazione al suolo per diversi SL</b>									
	cemento armato, acciaio					muratura			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
A	Primo cordolo a taglio	Collasso di un nodo	Rapporto resistenza alla cord.	Capacità limite fondazioni	Deformazioni ultime in piano	Rapporto resistenza un parambo	Resistenza nel piano di un parambo	Dolomazione di parambo	
B	PGA <sub>co</sub>	PGA <sub>co</sub>	PGA <sub>co</sub>	PGA <sub>co</sub>	PGA <sub>co</sub>	PGA <sub>co</sub>	PGA <sub>co</sub>	PGA <sub>co</sub>	PGA <sub>co</sub>
C	PGA <sub>co</sub>	PGA <sub>co</sub>	PGA <sub>co</sub>	PGA <sub>co</sub>	PGA <sub>co</sub>	PGA <sub>co</sub>	PGA <sub>co</sub>	PGA <sub>co</sub>	PGA <sub>co</sub>

<b>27) Valori di riferimento</b>	
Livelli di accelerazione al suolo di riferimento	Valore dell'accelerazione
A	PGA <sub>25</sub> <input type="checkbox"/>
B	PGA <sub>50</sub> <input type="checkbox"/>
C	PGA <sub>100</sub> <input type="checkbox"/>

<b>28) Indicatori di rischio</b>	
Indicatore di rischio	Valore dell'indicatore
A	di collasso 1 (n <sub>u</sub> ) <input type="checkbox"/> - (PGA <sub>co</sub> /PGA <sub>u</sub> )
B	di collasso 2 (n <sub>u</sub> ) <input type="checkbox"/> - (PGA <sub>co</sub> /PGA <sub>u</sub> )
C	di fragilità (n <sub>u</sub> ) <input type="checkbox"/> - (PGA <sub>co</sub> /PGA <sub>u</sub> )

<b>29) Previsione di massima di possibili interventi di miglioramento</b>		
A	Criticità che condizionano maggiormente la capacità	1 <input type="checkbox"/> fondazioni 2 <input type="checkbox"/> travi 3 <input type="checkbox"/> pilastri
B	Interventi migliorativi prevedibili	4 <input type="checkbox"/> soffi 5 <input type="checkbox"/> murature 6 <input type="checkbox"/> soffi 7 <input type="checkbox"/> coperture 8 <input type="checkbox"/> scale 9 <input type="checkbox"/> altro
C	Stima dell'incremento di capacità in relazione alla volumetria totale della struttura	Codice intervento 1 <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> % percentuale volumetrica dell'edificio interessata Codice intervento 2 <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> % percentuale volumetrica dell'edificio interessata Codice intervento 3 <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> % percentuale volumetrica dell'edificio interessata
D	Stima dell'incremento di capacità conseguibile con gli interventi	1 <input type="checkbox"/> SLCO (Codice intervento 1 <input type="checkbox"/> PGA <sub>u</sub> <input type="checkbox"/> approssimazione ± <input type="checkbox"/> lg) 2 <input type="checkbox"/> SLDS (Codice intervento 2 <input type="checkbox"/> PGA <sub>u</sub> <input type="checkbox"/> approssimazione ± <input type="checkbox"/> lg) 3 <input type="checkbox"/> SLCL (Codice intervento 3 <input type="checkbox"/> PGA <sub>u</sub> <input type="checkbox"/> approssimazione ± <input type="checkbox"/> lg)

Dipartimento della Protezione Civile - Ufficio Servizio Sismico Nazionale 7

<b>30) Note</b>	

<b>Beneficiario finanziamento</b>		<b>Firma</b>
Codice fiscale <input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>
<b>Tecnico incarico della verifica sismica</b>		<b>Firma</b>
Nome <input type="checkbox"/> Cognome <input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>

Dipartimento della Protezione Civile - Ufficio Servizio Sismico Nazionale 8

Figura 2.34: Scheda di sintesi della verifica sismica di edifici strategici ai fini della Protezione Civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico

## 2.6. Comportamento al sisma per edifici in muratura

La muratura rappresenta la modalità costruttiva più antica e si differenzia principalmente per tre aspetti caratteristici quali la tecnica, la forma e i materiali: la loro combinazione implica la possibilità, nel corso delle analisi, di valutare molteplici tipologie tra loro differenti.

Le costruzioni esistenti in muratura, in particolare modo quelle storiche, rappresentano un ampio e complesso sistema di strutture che si differenzia sia a livello di soluzioni progettuali che di tecniche costruttive adottate nel corso della realizzazione. La valutazione del loro comportamento strutturale dipende dal Livello di Conoscenza (e di conseguenza di incertezza) di molteplici aspetti: in particolar modo per quanto riguarda le proprietà meccaniche dei materiali e le condizioni di vincolo tra gli elementi che costituiscono la struttura.

Queste costruzioni, infatti, sono state progettate seguendo un approccio basato sull'intuizione e sull'osservazione, con considerazioni di equilibrio e sperimentando il comportamento delle costruzioni già realizzate. È proprio quest'approccio che nel corso degli anni ha portato a elaborare criteri esecutivi e geometrici classificabili come "regola d'arte" (Vallucci, 2014).

I principi alla base della "regola d'arte" riguardano una buona concezione strutturale ed una corretta realizzazione dei dettagli costruttivi consentendo, nella maggior parte dei casi, un soddisfacente comportamento strutturale e una stabilità delle strutture storiche. Gli aspetti realizzativi caratteristici della "regola d'arte" che devono pertanto essere rispettati sono:

- l'ingranamento dei conci per consentire un appoggio regolare tra gli elementi e una buona distribuzione dei carichi verticali. La presenza di filari orizzontali favorisce la formazione di cerniere cilindriche orizzontali che permettono il manifestarsi del comportamento a corpo rigido, costituente il macroelemento o parte di esso;
- lo sfalsamento dei giunti verticali per consentire l'effetto di comportamento a "catena" di una parete a elementi squadrati sotto l'effetto di azioni orizzontali nel piano della parete. L'ingranamento dei giunti consente alla muratura una debole resistenza a trazione e influisce positivamente sulla diffusione dei carichi concentrati verticali nel piano della parete;
- la geometria e la dimensione degli inerti regolari (dimensioni dei conci) in quanto una buona qualità è rappresentata dall'utilizzo di elementi squadrati aventi adeguate dimensioni e materiali resistenti. La presenza di elementi di grandi dimensioni può far sì che ci siano minori potenziali piani di scorrimento e la maggiore diffusione del carico verticale concentrato lungo la parete;
- la presenza di più diaconi, elementi ortogonali al piano della muratura, con passo prestabilito. Questi elementi, inseriti totalmente o parzialmente nello spessore della parete, consentono di garantire la monoliticità trasversale dell'elemento parete;
- la malta e gli elementi resistenti di buona qualità o in buono stato (di conservazione).

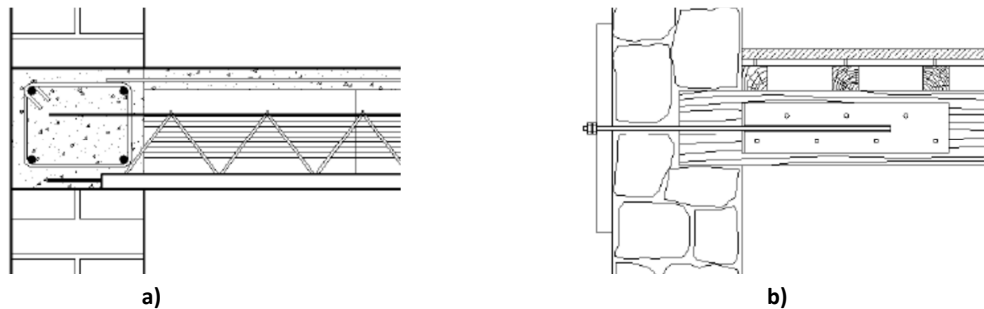
Oltre agli aspetti realizzativi che caratterizzano una muratura costruita a "regola d'arte", la qualità di un manufatto richiede un appropriato piano di manutenzione e, quando necessario, una corretta concezione degli interventi da effettuare: la mancata sensibilità sugli aspetti caratterizzanti gli edifici esistenti e storici ha spesso contraddistinto, infatti, l'esecuzione di interventi invasivi o peggiorativi della sicurezza strutturale, condizione maggiormente evidenziata in occasione di eventi sismici.

Nella definizione del comportamento di un manufatto in muratura, visto la maggiore resistenza degli elementi murari a forze agenti nel proprio piano rispetto a forze agenti fuori dal piano, l'edificio deve essere ideato e realizzato tenendo in considerazione la collaborazione tra gli elementi verticali e orizzontali, garantendo una risposta d'insieme dell'intera struttura (comportamento scatolare). In assenza di accorgimenti tali da garantire collegamenti tra le pareti ortogonali (ammorsamenti, catene,



ecc.) e a livello degli orizzontamenti, la risposta della struttura ad azioni orizzontali si manifesta localmente: le singole pareti si comportano in modo tra loro indipendente evolvendo in meccanismi di collasso fuori dal piano; in tale configurazione la risposta della costruzione si riconduce a molteplici e indipendenti risposte locali delle singole pareti.

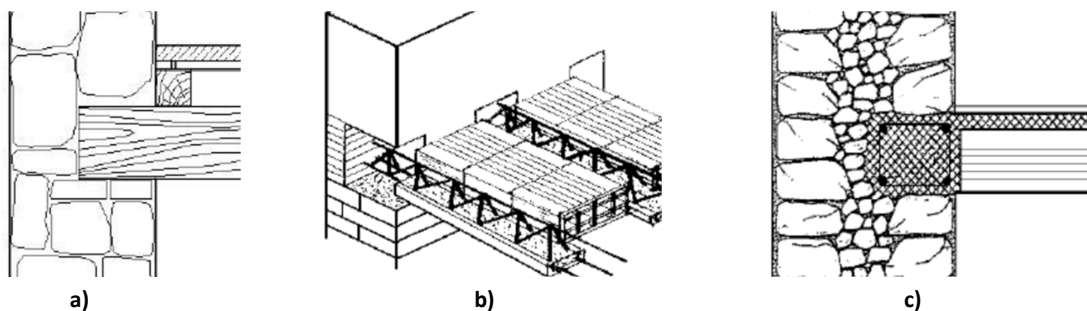
Per quanto riguarda gli orizzontamenti, quindi, sono diversi gli aspetti che influenzano il comportamento (globale e locale) di una struttura secondo l'influenza della qualità ed efficacia dei collegamenti con le pareti e della loro rigidezza o deformabilità.



**Figura 2.35: Qualità dei collegamenti tra gli orizzontamenti e le pareti: collegamenti efficaci tramite a) cordolo in c.a. e b) tirante metallico e capochiave per travi in legno**

Esempi di sistemi che consentono una efficace connessione tra gli orizzontamenti e le pareti verticali (Figura 2.35) sono i solai in laterocemento con cordolo in c.a. o i solai lignei con tirante metallico e capochiave per travi in legno. Il primo è caratterizzato da un sufficiente appoggio dei travetti del solaio sulla muratura secondo le dimensioni e l'armatura previsti da normativa, il secondo attraverso l'ancoraggio tramite tirante alla muratura delle travi in legno fissato ad un paletto capochiave esterno di contrasto.

Diversamente, esempi di solai che presentano collegamenti non efficaci (Figura 2.36) sono rappresentati da travi in legno semplicemente appoggiate (prive di qualsiasi ancoraggio alla muratura), assenza di cordoli di piano in presenza di travetti prefabbricati (con la mancanza di ancoraggio dell'armatura dei travetti e l'assenza di un cordolo continuo) o la presenza di cordolo in breccia in c.a. sulla muratura.



**Figura 2.36: Qualità dei collegamenti tra gli orizzontamenti e le pareti: collegamenti non efficaci tramite a) travi in legno semplicemente appoggiate, b) assenza di cordoli di piano e c) cordolo in breccia in c.a.**

Per quanto riguarda la rigidezza nel piano degli orizzontamenti esempi di strutture rigide sono i solai in soletta in c.a. o in laterocemento e travetti (prefabbricati o gettati in opera) con soletta collaborante armata (Figura 2.37). Diversamente, esempi di strutture deformabili sono solai in laterocemento e travetti (prefabbricati o gettati in opera) con (o senza) soletta non armata, solai in legno a semplice o doppia orditura con tavolato (Figura 2.38).

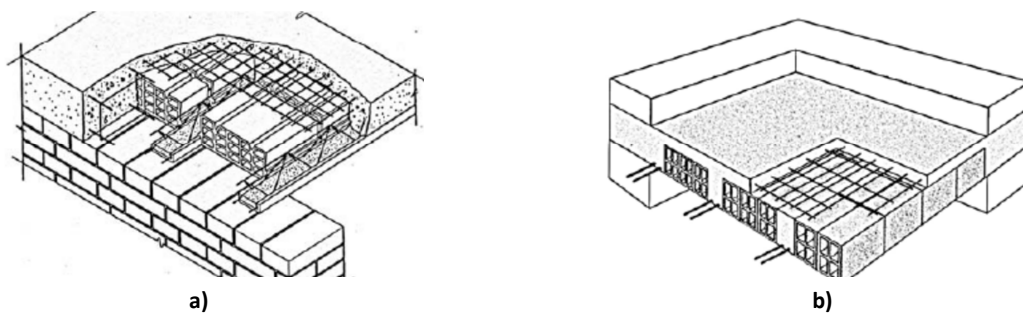


Figura 2.37: Rigidezza degli orizzontamenti: solai rigidi in laterocemento e travetti a) prefabbricati o b) gettati in opera e soletta collaborante armata

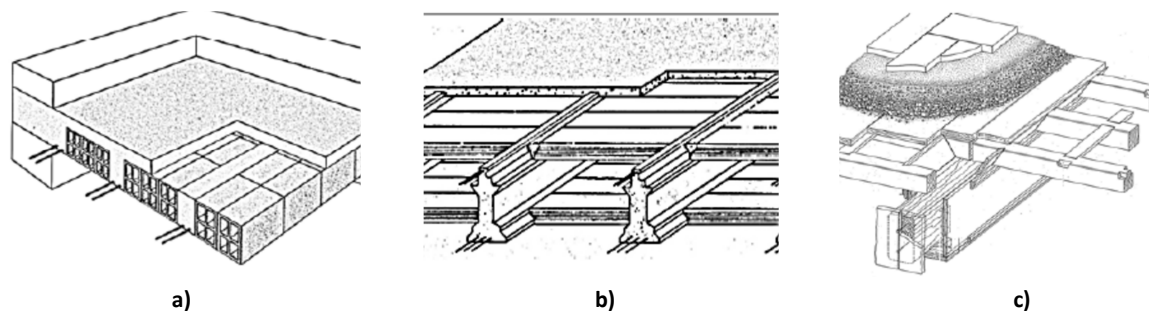


Figura 2.38: Rigidezza degli orizzontamenti: solai deformabili in laterocemento e travetti a) gettati in opera o b) prefabbricati e soletta non armata e c) solaio in legno a semplice o doppia orditura con tavolato

La vulnerabilità alle azioni sismiche di un edificio in muratura è pertanto tanto minore quanto più la sua configurazione strutturale è tale da attivare la resistenza nel piano dei pannelli che sono sollecitati; il comportamento scatolare di un edificio in muratura è quindi garantito dalla corretta concezione degli aspetti che consentano un comportamento d'insieme:

- elementi verticali: svolgono la funzione portante e di controventamento, risulta pertanto fondamentale la qualità degli ammorsamenti tra le pareti e la capacità di innescare la collaborazione nella risposta tra le varie componenti della struttura;
- elementi orizzontali: se opportunamente rigidi e resistenti consentono una funzione a diaframma per la ripartizione delle azioni orizzontali sulle murature di controventamento. Devono quindi essere efficaci i collegamenti agli elementi verticali mediante soluzioni che svolgono una funzione di vincolo alle pareti sollecitate ortogonalmente al proprio piano (contrasto al ribaltamento) e di connessione longitudinalmente i muri di controvento complanari redistribuendo le azioni orizzontali fra essi. Negli edifici storici l'inserimento di catene con capochiave rappresentava, con efficacia molto più limitata e locale, una tipologia di provvedimento con simili funzioni.

### 2.6.1. Tipologia degli elementi strutturali orizzontali

Differenti possono essere le tipologie di orizzontamenti presenti negli edifici storici, la loro influenza dipende al variare del grado di collegamento delle pareti e della loro rigidezza: in presenza di pareti scarsamente ammorsate il comportamento prevalente riguarda l'attivazione di meccanismi locali fuori dal piano (ribaltamento delle pareti). In presenza di buone connessioni, invece, il comportamento è influenzato dalla tipologia di solai: se deformabili tendono a flettersi verso l'esterno (distribuzione differenziale della sollecitazione orizzontale) consentendo comunque il trasferimento delle sollecitazioni alle pareti di spina grazie alla loro connessione, se rigidi il comportamento nel piano è maggiormente garantito consentendo di prevenire l'insorgenza di meccanismi fuori dal piano.

Considerando le caratteristiche identificative di un solaio molteplici sono i materiali e le possibili soluzioni costruttive. Storicamente, i primi solai ad essere realizzati furono quelli con struttura lignea: soluzione costruttiva di facile realizzazione prevedeva però spessori utili elevati, elevata deformabilità meccanica ed usura per effetto degli agenti esterni, deboli capacità di isolamento termico ed acustico, ed elevata vulnerabilità al fuoco. Ulteriore aspetto di elevata vulnerabilità, in particolar modo dal punto di vista sismico, è lo scarso collegamento offerto con la struttura portante verticale: se non efficaci, le connessioni non sono in grado di trasmettere adeguatamente le forze inerziali di piano con conseguente mal funzionamento dell'intero organismo strutturale e l'insorgere di fenomeni locali (Figura 2.39).

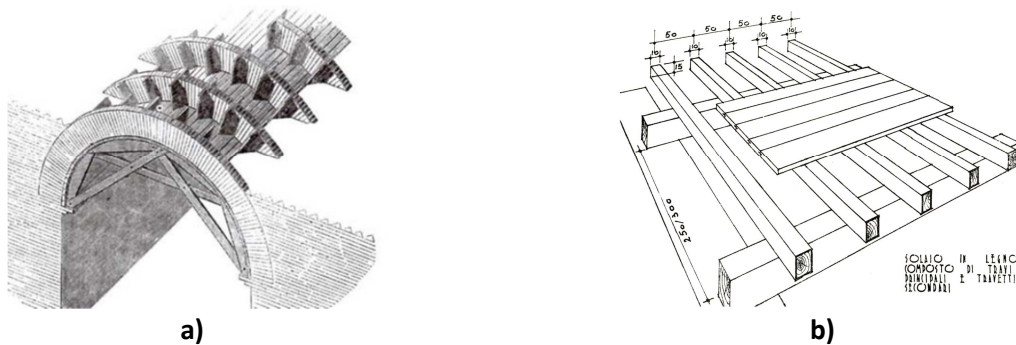


Figura 2.39: Tipologie costruttive di orizzontamenti: a) archi in muratura, b) solai lignei

Altre soluzioni costruttive storicamente adottate prevedevano l'impiego di sistemi voltati in laterizio o in laterizio-acciaio (dalla metà del '800 con putrelle ed elementi in laterizio): rispetto al tradizionale solaio ligneo, introducevano una maggiore protezione al fuoco, praticità e durabilità (Figura 2.39).

Con la tipologia del solaio in laterizio-acciaio si videro le prime applicazioni di elementi in laterizio di diversa forma e dimensione: dal tradizionale mattone pieno per soluzioni a voltine, a laterizi forati o tavelloni orizzontali interposti tra le putrelle in acciaio. Come finitura di completamento e regolarizzazione del sistema solaio veniva solitamente gettato uno strato di riempimento.

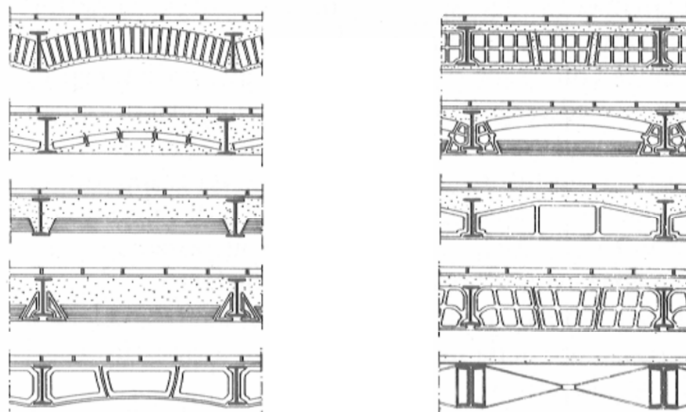


Figura 2.40: Tipologie costruttive di orizzontamenti in acciaio-laterizio

L'evoluzione delle tecniche utilizzate ha portato ad un graduale diminuzione dell'utilizzo degli orizzontamenti precedentemente descritti in occasione delle prime applicazioni del cemento armato: con questa nuova soluzione costruttiva si realizzarono solai in grado di rispettare le principali esigenze a fronte di una maggiore flessibilità e praticità di esecuzione. I solai a soletta piena furono i primi ad essere proposti ma, vista l'elevata pesantezza della struttura che costituivano, vennero proposte soluzioni alleggerite e costituite da graticci di travi in c.a., a singola o doppia orditura, collegate da una sottile soletta in c.a. sovrastante.

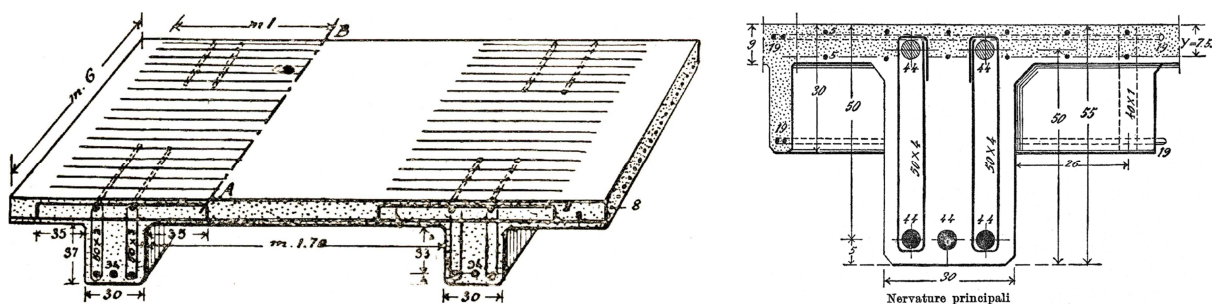


Figura 2.41: Tipologie costruttive di orizzontamenti con struttura in c.a. a singola e doppia orditura

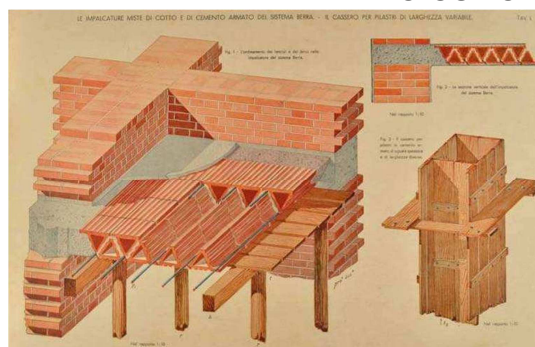
Questo tipo di soluzione, detta soletta nervata, oltre a rispecchiare l'orditura classica dei solai lignei con un'orditura principale, una secondaria e un elemento piano di collegamento, garantivano una soluzione monolitica.

Il loro utilizzo però presentava anche degli aspetti negativi legati agli elevati oneri per la realizzazione (carpenteria e mano d'opera), alla superficie dell'intradosso non piana e alle scarse proprietà di isolamento acustico. Vennero quindi proposte soluzioni alternative che risolvessero tali problematiche inserendo, tra i travetti, materiali di alleggerimento (laterizio o polistirolo) in grado di migliorare le prestazioni sia di isolamento che di esecuzione. Nacquero così le soluzioni di solai in laterocemento gettati in opera.

Le prime applicazioni risalgono agli inizi del '900, periodo in cui furono impiegati per la prima volta blocchi in laterizio come casseformi a perdere: il sistema si componeva da file di elementi in laterizio di alleggerimento con interposti dei fondelli in laterizio nei quali venivano appoggiati i ferri delle nervature e successivamente riempiti da un getto in calcestruzzo di riempimento.

Questa fase è quindi caratterizzata da una continua evoluzione della forma e dimensione degli elementi in laterizio secondo le differenti esigenze dei solai in laterocemento: tra i più utilizzati in questo periodo vi sono i solai Berra e DUPLEX (Figura 2.42).

### TIPOLOGIE ORIZZONTAMENTI INIZI '900



#### Solaio Berra

Elementi prismatici triangolari cavi di laterizio posti in opera in due fasi: prima posizionando gli elementi inferiori col vertice in alto ed allineati normalmente alla luce maggiore del solaio; poi posizionando gli elementi superiori in laterizio con il vertice verso il basso.

Nello spazio interposto tra laterizio e laterizio venivano posizionati i tondini di ferro del diametro prescritto e versato l'impasto di cemento e sabbia.

Interasse nervature: 12 – 15 – 18 cm

#### Solaio DUPLEX

Elementi laterizi cavi a formare dei "cassettoni" con interposto un getto in calcestruzzo per realizzare i travetti armati lungo i solchi ortogonali e la soletta superiore.

Interasse nervature: variabile

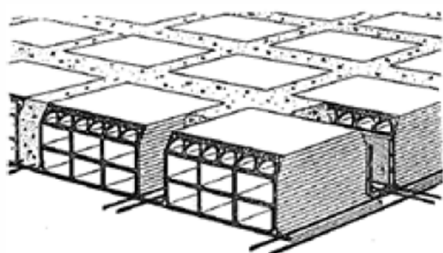
Altezza soletta: 5 cm

Figura 2.42: Prime applicazioni adottate per orizzontamenti in laterocemento: solaio Berra e DUPLEX

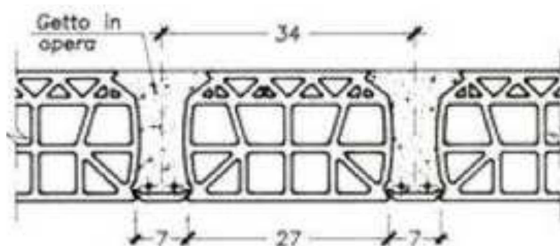
L'evoluzione delle tecniche costruttive utilizzate vengono trattate anche nelle prime normative tecniche emanate nel corso della prima metà del '900: con il D.M. del Ministero dei LL.PP. del 10 gennaio 1907, infatti, vengono indicate le prime prescrizioni sull'utilizzo di solette in c.a. rinforzate da nervature allo scopo di fissare lo spessore minimo della soletta. Successivamente con il Regio Decreto del 23 Maggio 1932 venne indicato come gli elementi in laterizio contribuiscano alla resistenza statica del solaio consentendo quindi l'eliminazione della soletta quale componente essenziale del solaio. Il R.D. infatti indicava come *"può consentirsi l'impiego di laterizi speciali aventi funzione statica, anche senza soletta, il cui tipo sia stato riconosciuto tecnicamente meritevole di applicazione"*; tale indicazione rimase in vigore anche nelle successive normative, Regio Decreto n. 2229 del 16 Novembre 1939, e fino all'emanazione della Legge n. 1086 del 21 Dicembre 1971 in cui venne riconosciuta l'importanza della cappa (concezione del solaio come diaframma) e molti solai, di conseguenza, vennero rinforzati nell'estradosso assolvendo la funzione della soletta in calcestruzzo. Precedentemente, l'unica normativa che citava l'obbligo nell'utilizzo della soletta (almeno 5 cm di spessore) in calcestruzzo era il R.D.L. n. 2105 del 22 Novembre 1937: previsto per le sole zone sismiche coinvolgeva una minima parte del territorio italiano (vista la limitata classificazione sismica dell'epoca, §2.1).

Un esempio dei sistemi di solaio in laterocemento maggiormente sviluppati in questo periodo sono il solaio EXCELSIOR, il solaio STIMIP e il solaio PERRETUNIC nella configurazione priva di soletta (Figura 2.43), il solaio Torino e il solaio Bidelta nella configurazione con soletta e adottati in presenza di grandi portate o carichi (edifici industriali e pubblici).

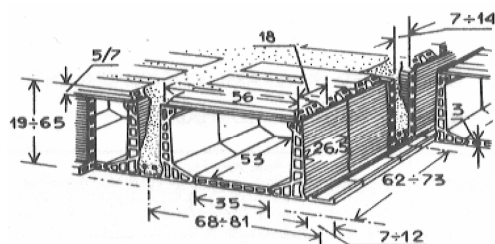
#### TIPOLOGIE ORIZZONTAMENTI PRIMA METÀ '900 GENERALMENTE PRIVE DI SOLETTA SUPERIORE



Solaio EXCELSIOR



Solaio PERRETUNIC

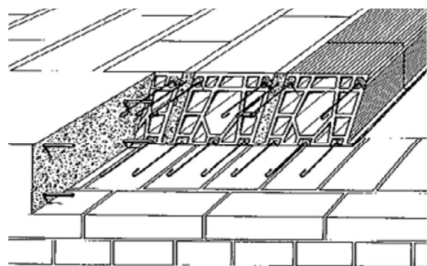


Solaio STIMIP

Figura 2.43: Prime applicazioni adottate per orizzontamenti in laterocemento prive di soletta superiore: solaio EXCELSIOR, solaio STIMIP e solaio PERRETUNIC

Parallelamente all'adozione di queste tecniche costruttive si era sviluppata la necessità di una semplificazione che consentisse una velocizzazione delle fasi di cantiere e di messa in opera delle strutture: si sviluppano infatti, nel corso degli anni '20 e '30, le prime applicazioni di solai a travi miste in laterizio prefabbricate a piè d'opera e poste in opera in una seconda fase. Tra le tipologie più adottate vi sono il solaio SAP, SAPAL, CIREX e ADIGE (Figura 2.44).

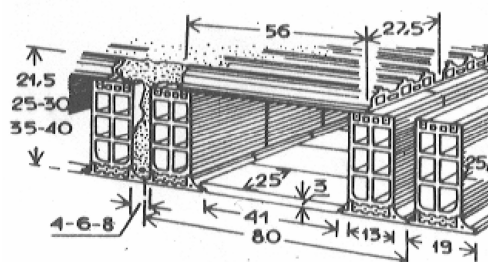
## TIPOLOGIE ORIZZONTAMENTI PRIMA METÀ '900

**Solaio SAP**

Travi prefabbricate in cantiere accostate e collegate tra loro con malta di cemento. La forma del laterizio è distribuita in modo tale che i ferri di armatura siano posti a distanze non superiori ai 7 cm.

Interasse nervature: 20 cm

Altezza soletta: 8 – 12 – 16 – 20 cm

**Solaio SAPAL B – SAPAL BM – SAPAL**

Travi prefabbricate in laterizio armato accoppiate disposte a distanza di 4, 6 o 8 cm, in modo da consentire il getto nello spazio interposto per la formazione di una sezione resistente in laterizio armato e calcestruzzo.

Tra le diverse travi accoppiate sono interposti dei blocchi o elementi in laterizio alleggeriti.

Interasse nervature: 55 (SAPAL B), 50 (SAPAL BM), 80 cm

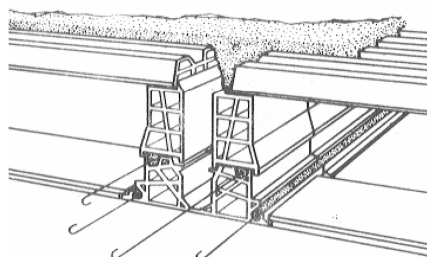
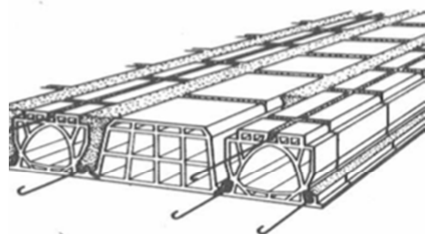
Altezza soletta: 12 – 16.5 (SAPAL B), 16.5 – 20 (SAPAL BM), 21.5 – 25 – 30 – 35 – 40 cm

**Solaio CIREX**

Trevetti CIREX posti in opera affiancati con interasse di 25 cm o distanziati a mezzo di blocchi interposti con interasse di 55 cm.

Interasse nervature: 25 – 55

Altezza soletta: 12.5 (+3) – 16.5 – 20.5 cm

**Solaio ADIGE**

Simile alla soluzione SAPAL presenta l'accoppiamento di travetti prefabbricati con tavole a creare una camera d'aria e una soletta di completamento.

Interasse nervature: 70 cm

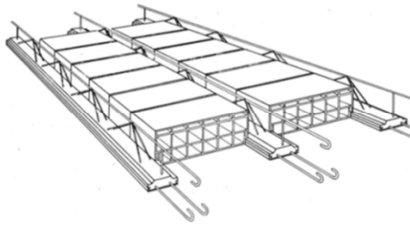
Altezza soletta: 23.5 – 30+2 – 35+2 – 40+2 – 45+3 – 50+3 cm

Figura 2.44: Prime applicazioni adottate per orizzontamenti in laterocemento: SAP, SAPAL, CIREX e ADIGE

A partire dalla seconda metà del '900 si completa l'evoluzione delle tecniche che prevedono elementi prefabbricati consentendo un ulteriore riduzione dei tempi di costruzione. Si diffonde quindi l'utilizzo di travetti in laterizio armato, in cemento armato ed in cemento armato precompresso (c.a.p.). Questi travetti, a seconda delle loro caratteristiche, hanno capacità portanti differenti: i travetti a traliccio, più comunemente in uso, sono composti da una struttura reticolare e consentono di coprire luci e portate limitate rispetto a quelli in c.a.p. Infine un'ultima soluzione è rappresentata da solai realizzati con elementi interamente prefabbricati e generalmente in c.a.p.. Tra le tipologie più adottate vi sono il solaio BAUSTA, il solaio BISAP, ed i solai a travetti in c.a.p. NEOSAP o CELERSAP e tipo VARESE (Figura 2.45).

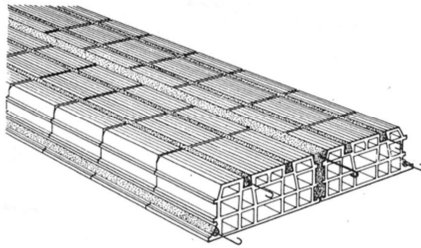
### TIPOLOGIE ORIZZONTAMENTI SECONDA METÀ '900

#### Solaio BAUSTA



Travetti tralicciati costituiti da una soola in calcestruzzo alta per lo più 4 cm e larga 12 cm, in cui è annegata una struttura metallica reticolare preconfezionata formata da barre longitudinali. Interposti ad essi vi sono elementi in laterizio di alleggerimento.

#### Solaio BISAP

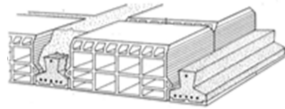


Pannelli contenenti l'armatura metallica di tensione costituita da due ferri dritti e un ferro sagomato disposto nella nervatura centrale. Ulteriore armatura supplementare (momento negativo) può essere inserita nelle nervature di sigillatura dei pannelli.

Interasse nervature: 75 cm (pannello)

Altezza soletta: 12 – 16.5 – 20 cm

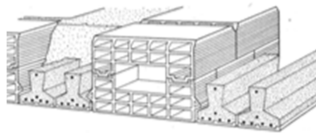
#### Solaio NEOSAP e CELERSAP



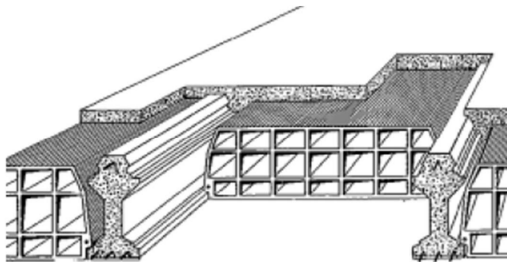
Travetti prefabbricati precompressi, singoli o accoppiati, con soola di laterizio di sezione costante ed armatura variabile. Interposti ad essi vi sono elementi in laterizio di alleggerimento.

Interasse nervature: 75 (NEOSAP), 45 – 50 – 57 (CELERSAP) cm

Altezza soletta: 12 – 16.5 – 20 (NEOSAP), 12 – 16.5 – 20 – 25 – 30 – 35 – 40 cm (CELERSAP)



#### Solaio tipo VARESE



Travetti prefabbricati precompressi sagomati per il sostegno di tavole interposte inferiormente e superiormente o elementi in laterizio

Figura 2.45: Prime applicazioni adottate per orizzontamenti in laterocemento: solaio BAUSTA, solaio BISAP, ed i solai a travetti in c.a.p NEOSAP o CELERSAP e tipo VARESE







### 3. ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO

Lo studio del comportamento di un edificio esistente in muratura sotto l'azione sismica deve tenere in considerazione la possibile scarsa efficacia delle connessioni sia tra gli elementi della costruzione muraria che nella muratura stessa. Gli edifici storici, infatti, spesso non presentano un comportamento generale d'insieme: ogni porzione risente delle componenti e dei carichi propri e di quelli portati.

Frequentemente, inoltre, accade 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 (Borri, Avorio, Cangi 1999).

L'osservazione dell'opera diventa quindi una analisi meccanica che consente di individuare i cinematismi di collasso più pericolosi facendo tesoro del significato sperimentale delle esperienze precedenti (Giuffrè 1993; De Felice 1993). Di fondamentale importanza sotto questo punto di vista è il rilievo critico del fabbricato: consente di individuare le caratteristiche dimensionali, il tipo e la qualità dei materiali e dei collegamenti fra tutti gli elementi strutturali che compongono le unità edilizie, e le trasformazioni subite nel tempo.

Nella valutazione dei meccanismi locali sono definite due differenti modalità di collasso: la prima si realizza solitamente con il ribaltamento dell'elemento fuori dal proprio piano mentre la seconda comporta la rottura nel piano. Il primo meccanismo (I modo) è in genere accompagnato dalla perdita di appoggio delle travi e dei solai con conseguenti gravi collassi a catena; il secondo meccanismo (II modo) comporta lesioni inclinate che percorrono interamente le pareti non provocando, usualmente, gravi danneggiamenti tali da innescare il collasso delle strutture.

Nel meccanismo di I modo, principale protagonista del dissesto non è la resistenza della muratura, ma la mancanza di connessioni, mentre quello di II modo è condizionato proprio dalla resistenza del muro. Questo tipo di resistenza è comunque difficile da definire: in questo caso infatti la rottura per un buon muro, avviene con la formazione di un distacco netto ed un moto cinematico di ribaltamento o di scorrimento. (Avorio, Borri, Cangi, 1999; Giuffrè, 1993).

#### 3.1. Individuazione delle criticità nella risposta della struttura

La vulnerabilità sismica degli edifici storici è significativamente condizionata dalla tipologia e dalla qualità delle connessioni fra i componenti dell'organismo edilizio stesso: in condizioni statiche ordinarie e sotto l'azione dei soli carichi verticali contribuiscono limitatamente alla stabilità globale dell'organismo edilizio mentre, in caso di azioni orizzontali (eventi sismici), assumono un ruolo determinante.

L'azione sismica, infatti, comporta l'insorgere di forze orizzontali che i vincoli monolateri, generalmente adatti a contrastare carichi verticali, non sempre sono sufficienti a fronteggiare. Sono di conseguenza necessarie altre tipologie di vincolo e se queste mancano si producono distacchi che possono evolvere fino al collasso della struttura (Avorio, Borri, Cangi, 1999).

Il problema operativo consiste, quindi, nell'individuare tutti i possibili meccanismi di collasso, o quanto meno i più probabili, corrispondenti ai valori più piccoli del moltiplicatore dei carichi orizzontali. Nella pratica il compito è facilitato dall'esperienza acquisita nel corso di eventi sismici precedenti, consentendo l'identificazione dei possibili meccanismi di collasso: questi dipenderanno, generalmente, dalla tipologia edilizia considerata, dalle effettive condizioni delle connessioni e dalle eventuali precarietà introdotte dalle manomissioni dell'uso o dal degrado.

Nell'analisi di edifici storici in muratura molteplici sono gli aspetti tipologici e costruttivi che ne influenzano la risposta sismica locale e globale:

- la **qualità muraria**: definita dalle tecniche costruttive e di esecuzione adottate. Una muratura eseguita secondo la "regola d'arte" consente un comportamento monolitico (identificabile come macroelemento) in presenza di azioni orizzontali (§2.2). Un meccanismo di una muratura eseguita a "regola d'arte" evolve a collasso attraverso la realizzazione di cinematismi che comportano la formazione di cerniere cilindriche, mentre le porzioni comprese tra le fessure offrono un comportamento tipo "corpo rigido". Un meccanismo di collasso di questo tipo si può descrivere in prima approssimazione come una catena cinematica: consente una modellazione matematica sufficientemente accurata, una realistica previsione del suo formarsi e suggerisce il mezzo per evitarlo.

Inoltre, le dimensioni dei blocchi e la tessitura muraria rappresentano un altro fondamentale aspetto nel comportamento tensionale e deformativo della muratura: in presenza di carichi verticali e orizzontali, lo scarso ingranamento tra i blocchi non consente una corretta diffusione delle tensioni con il conseguente manifestarsi di zone maggiormente sollecitate e l'insorgere di fenomeni fessurativi (Figura 3.1).

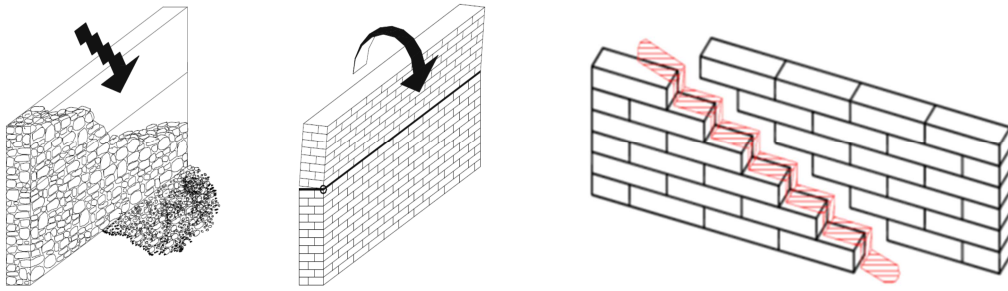


Figura 3.1: Influenza della qualità della muratura nel comportamento tensionale e deformativo

- Le **connessioni tra le pareti ortogonali**: insieme alla tipologia di orizzontamento rappresenta un fondamentale aspetto per quanto riguarda il comportamento scatolare degli edifici. Importante risulta quindi la conoscenza dell'evoluzione costruttiva, sia del singolo edificio che dell'aggregato, necessaria all'identificazione dei possibili elementi di connessione critici (come efficacia di connessione) e quindi maggiormente vulnerabili.



Figura 3.2: Azioni agenti in condizioni statiche e sismiche. Comportamento delle pareti a sollecitazioni nel piano e fuori piano, e concezione strutturale a "sistema scatolare" (figure di Touliatos, 1996)

- Gli **orizzontamenti** e la **copertura**: come influenza nel garantire il comportamento scatolare secondo la loro connessione con gli elementi verticali. In presenza di una scarsa connessione, come nel caso di solai lignei (privi di altri vincoli come per esempio il cordolo in c.a. perimetrale), l'unico vincolo di resistenza presente, al manifestarsi di forze orizzontali, è quello fornito dall'attrito dato dal peso degli elementi orizzontali e gravanti su quelli verticali. In tale configurazione il vincolo presente (monolatero) consente di contenere gli spostamenti verso l'interno e di non contenere (o in modo

molto limitato) gli spostamenti verso l'esterno della parete (fuori piano). Diversamente, invece, in presenza di vincoli bilateri (cordolo perimetrale in c.a.) dove gli spostamenti sono contrastati in entrambe le direzioni orizzontali.

Analogamente per le coperture dove l'influenza della tipologia e del vincolo presente è influenzata anche dalla schematizzazione della copertura: a differenza di una copertura non spingente, una copertura spingente manifesta il possibile insorgere di fenomeni locali e di scarso collegamento con le murature sottostanti.

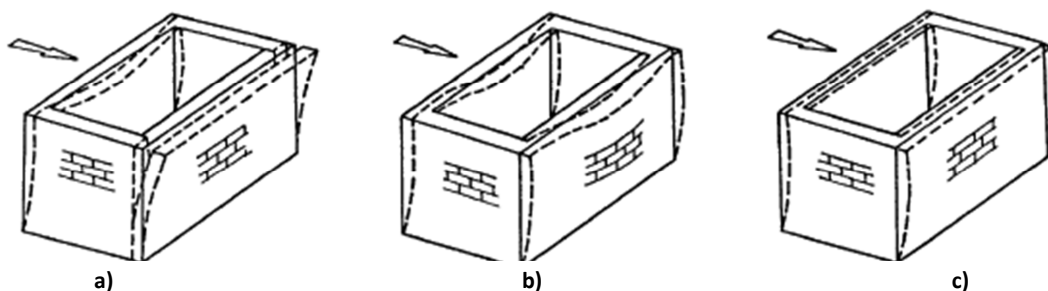


Figura 3.3: Comportamento in funzione delle connessioni tra le pareti e del tipo di solai: a) Pareti senza o con scarse connessioni, b) Solai flessibili e pareti con connessioni, c) Solai rigidi con pareti connesse

E' importante quindi un'osservazione critica dei danni subiti che assieme alla lettura delle caratteristiche meccaniche e di vincolo dell'organismo murario storico nel suo complesso, sia in grado evidenziare agli occhi del tecnico i possibili punti deboli presenti e suggerire gli interventi necessari per l'intervento di recupero della struttura (Blasi, Centauro, Chimenti, Papi, 1999; Avorio, Borri, Cangi, 1999).

### 3.1.1. Meccanismi di danno di primo e secondo modo

L'analisi delle tipologie costruttive costituenti un edificio consente di fornire importanti dati per la previsione delle modalità di danno che derivano dai meccanismi di collasso. Frequentemente, infatti, la condizione di crisi per una costruzione storica in muratura si raggiunge con la perdita della condizione di equilibrio e l'innescò di meccanismi di collasso.

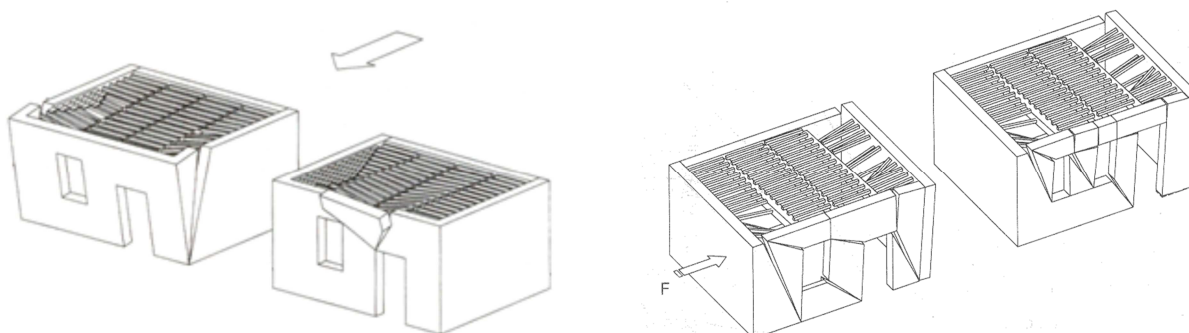


Figura 3.4: Meccanismi di danno di primo modo (fuori piano) e secondo modo (nel piano)

La vulnerabilità dell'organismo edilizio risulta fortemente condizionata dai meccanismi di danno di I modo, e il loro controllo rappresenta il primo obiettivo di qualsiasi intervento di prevenzione. Vengono definiti meccanismi di danno di I modo, quelli che si innescano nelle pareti murarie investite da azioni sismiche ortogonali e che tendono a produrne il ribaltamento.

In assenza di ammorsature fra il muro di facciata e i muri ortogonali, quando anche l'ancoraggio dei solai risulta inefficace, la resistenza della parete alle azioni ortogonali è legata essenzialmente dalla snellezza: in queste condizioni il muro oppone ben poca resistenza al ribaltamento e può essere spinto anche da forze relativamente modeste oltre la configurazione limite di equilibrio; spesso, tuttavia, anche se in

modo precario, la forza d'attrito assicurata dai solai può essere risolutiva per la stabilità. In questi casi le modeste resistenze al ribaltamento della parete possono essere compensate efficacemente attraverso una migliore disposizione e realizzazione dei vincoli. La risposta della parete alle azioni ortogonali dipende oltre che dalle dimensioni, dalla natura e dalle caratteristiche della muratura; in particolare nel moto di rotazione attorno alla base, la parete tende a scaricare il proprio peso sul lembo esterno della sezione d'appoggio, generando una forte sollecitazione di taglio lungo il proprio piano medio. In questa fase viene messa a dura prova la capacità del muro di seguire e sostenere il cinematismo conservando la propria monoliticità.

I meccanismi di danno che interessano le pareti murarie sollecitate da azioni sismiche complanari si definiscono di II modo: si innescano facilmente a seguito della fessurazione delle pareti parallele al sisma, ma in genere, comportano valori del moltiplicatore di collasso piuttosto elevati e quindi di rado evolvono fino al collasso. La maggior parte delle lesioni che si riscontrano dopo un evento sismico, infatti, sono proprio dovute all'azione di taglio, ma non sono queste decisive per il collasso della muratura. Per evitare che i meccanismi di II modo siano rovinosi la tessitura muraria deve però possedere un regolare ammorsamento trasversale: se il muro è eseguito secondo le "regole d'arte", tale modalità di danno si può definire duttile.

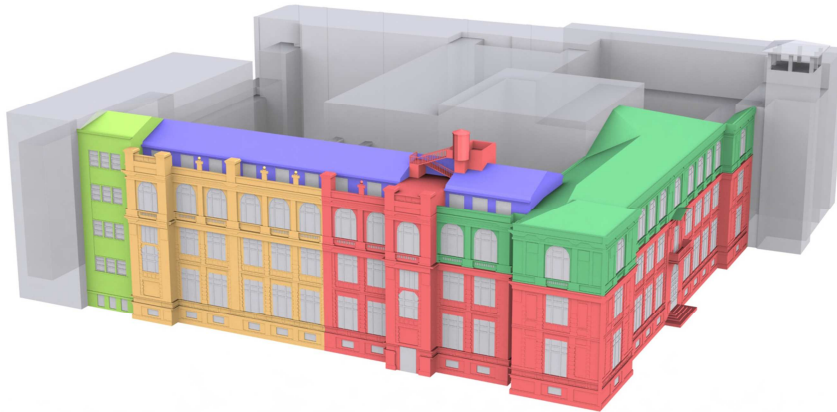
Tutti i meccanismi, inoltre, possono ulteriormente essere influenzati da ulteriori vulnerabilità che caratterizzano ogni singola struttura muraria favorendo o meno determinate modalità di danno; queste possono essere suddivise secondo:

- **la modalità costruttive iniziali:** la modalità con cui un edificio è stato realizzato permette di conoscere le qualità della costruzione, le caratteristiche dei leganti, della muratura e della configurazione strutturale;
- **i processi di trasformazione edilizia:** la fabbrica nel tempo può aver subito interventi che hanno modificato la forma e a volte anche lo schema statico;
- **i dissesti pregressi non sufficientemente riparati:** di natura statica o sismica costituiscono vie preferenziali per il danno se non adeguatamente ripresi e/o riparati;
- **gli interventi strutturali recenti:** che possono essersi dimostrati dannosi o che hanno prodotto conseguenze negative sul funzionamento strutturale delle pareti durante eventi sismici. Tale conoscenza può essere spunto di riflessione per indirizzare le future scelte di intervento;
- **il degrado strutturale e la carenza manutentiva:** il degrado strutturale (proprio dei materiali e degli elementi costitutivi) è causa della diminuzione dell'efficienza e della resistenza della struttura e contribuisce, insieme a una mancata o inappropriata manutenzione dei componenti della fabbrica, all'attivazione dei meccanismi di danno.

La costruzione di un idoneo modello cinematico è quindi affidata a scelte tecniche opportunamente giustificate a seguito della fase conoscitiva (rilievo critico) da svolgere in prima analisi. La procedura di valutazione tramite l'analisi cinematica prevede un percorso sviluppato su diverse fasi:

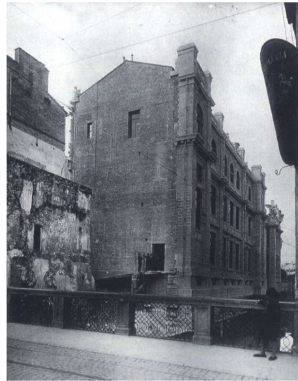
- individuazione dei macroelementi in cui è possibile scomporre l'edificio attraverso un esame geometrico e delle diverse fasi storiche che lo hanno caratterizzato (identificazione delle Unità Strutturali). Tale procedura si avvale dell'esperienza validata nell'osservazione e interpretazione dei danni prodotti da eventi sismici passati, nei quali è stato possibile riconoscere meccanismi di risposta autonomi rispetto all'intera fabbrica. Diversamente, in mancanza di informazioni sugli effetti di eventi sismici passati, è necessario valutare il comportamento dell'edificio confrontandolo con edifici di analoga tipologia e tecniche costruttive;

**FASI COSTRUTTIVE – EVOLUTIVE DELL'EDIFICIO**



FASI	
1	nuova costruzione 1922
2	nuova costruzione 1925
3	nuova costruzione 1936
4	sopraelevazione 1936
5	sopraelevazione 1956

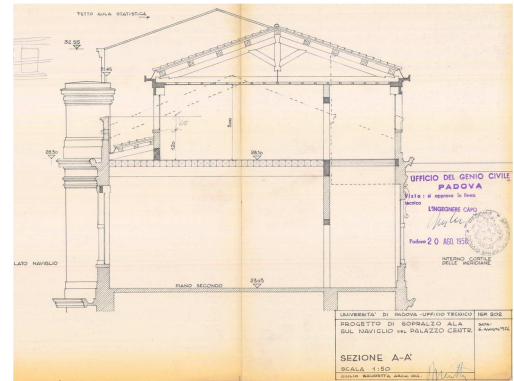
**FASE 1 e 2 (1922-1925):** demolizione e nuova costruzione



**FASE 4 (1936):** sopraelevazione



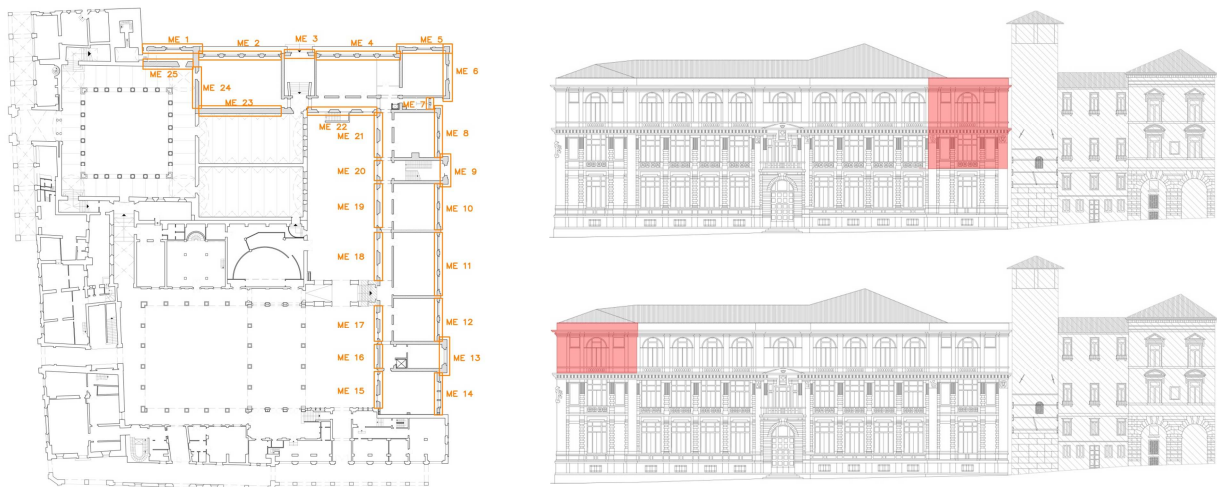
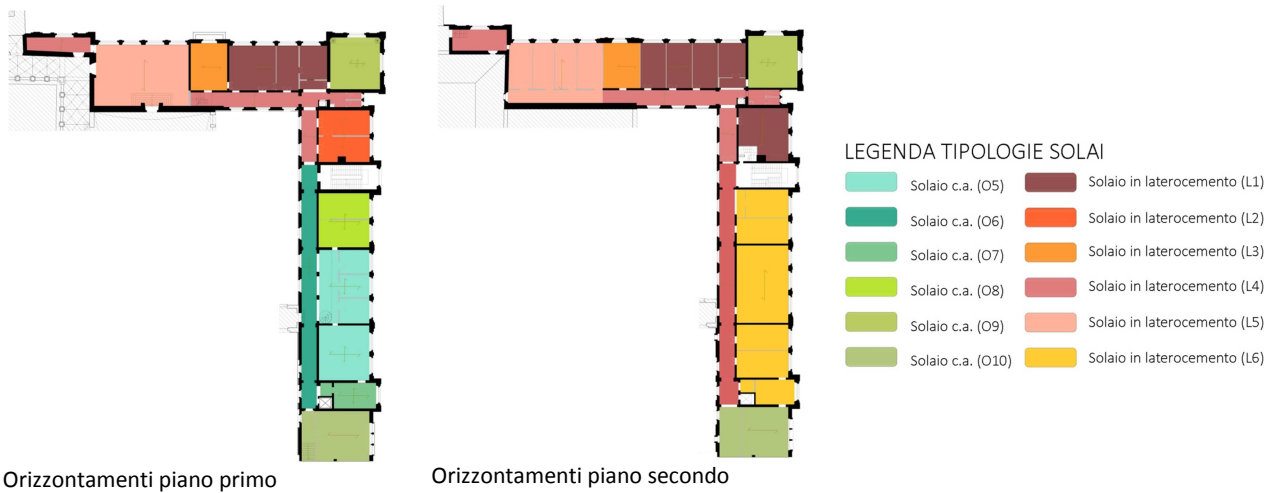
**FASE 5 (1956):** sopraelevazione



**Figura 3.5: Esempio del processo di trasformazione edilizia dell'ala Fondelli di Palazzo Bo: individuazione temporale delle fasi 1 e 2) costruttive e di ampliamento, 3) demolizione costruzioni preesistenti e costruzione di nuove strutture, 4 e 5) sopraelevazioni (Archivio Generale di Ateneo)**

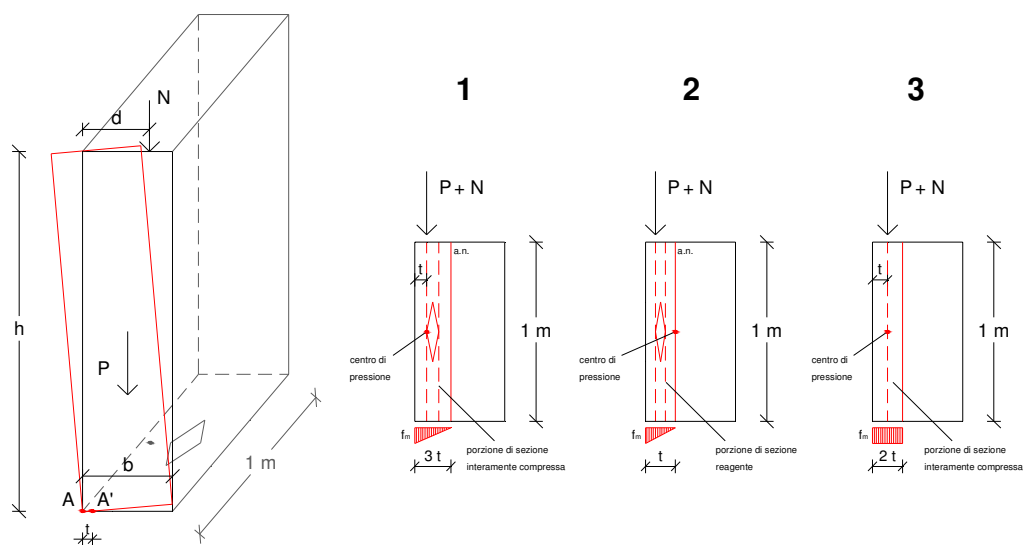
- modellazione attendibile di ogni macroelemento e per ognuno di essi individuazione dei meccanismi di danno che possono instaurarsi;
- individuazione dei "sub macroelementi" costituenti il macroelemento, cioè i corpi rigidi in cui può suddividersi, o si è già ben suddiviso a causa dell'evento sismico già manifestato;
- determinazione del moltiplicatore dei carichi verticali o moltiplicatore di attivazione del meccanismo  $\propto$  imponendo la condizione limite di equilibrio alla rotazione del pannello murario attorno a cerniere cilindriche. L'attivazione del cinematismo si considera in corrispondenza del superamento della resistenza massima a compressione  $\sigma_k$  della sezione muraria considerata completamente non reagente a trazione.





**Figura 3.6: Esempio di individuazione delle tipologie strutturali degli orizzontamenti e di identificazione dei macroelementi da analizzare presenti nell'ala Fondelli di Palazzo Bo**

Nella schematizzazione dei meccanismi solitamente si assume che la posizione della cerniera alla base del corpo rigido sia posta in corrispondenza dello spigolo esterno (polo A, Figura 3.7).



**Figura 3.7: Schematizzazione della sezione del muro parzializzata nel meccanismo di ribaltamento fuori piano della parete: tre ipotesi di posizione del polo A' alla distanza t dallo spigolo esterno della parete.**

Tale configurazione, in cui lo spigolo esterno alla base non si rompe e la cerniera di rotazione si forma in corrispondenza di esso, presuppone la resistenza a compressione della muratura infinita. Diversamente, però, nella maggior parte dei casi lo spigolo del pannello murario arriva a rottura: in corrispondenza di esso, unico punto di contatto, la tensione di compressione diventa molto grande (teoricamente infinita), laddove la resistenza a compressione della muratura è finita. Ciò implica l'arretramento della cerniera e, quindi, l'anticipo del collasso rispetto alla configurazione a resistenza a compressione infinita.

Considerando una distribuzione lineare delle tensioni di compressione (ipotesi 1, Figura 3.7) il polo di rotazione è definito nel baricentro delle tensioni di compressione secondo l'arretramento  $t$  della cerniera rispetto allo spigolo e definito dal rapporto:

$$\sigma_{media} = \frac{N}{3 \cdot t \cdot l} \quad \rightarrow \quad \sigma_{max} = \sigma_k = 2 \cdot \sigma_{media} = \frac{2 \cdot (P+N)}{3 \cdot t \cdot l} \quad [7]$$

$$t = \frac{2}{3} \cdot \frac{\sum_i (P_i + N_i)}{\sigma_k \cdot l} \quad [8]$$

con  $\sum_i N_i$  lo sforzo normale agente alla base della parete e  $l$  la lunghezza della parete.

Analogamente, sempre considerando una distribuzione delle tensioni lineare, il polo di rotazione può essere corrispondente con la dimensione di sezione compressa (ipotesi 2, Figura 3.7): in questo caso si dovrebbe tenere in conto nell'equilibrio anche il contributo delle tensioni di compressione come forza risultante applicata nel baricentro delle tensioni di compressione

$$t = 2 \cdot \frac{\sum_i (P_i + N_i)}{\sigma_k \cdot l} \quad [9]$$

Una ulteriore ipotesi (ipotesi 3, Figura 3.7) prevede una distribuzione di tensioni normali uniforme e pari al valore della resistenza a compressione: in tale configurazione il polo di riduzione dei momenti è situato al centro della zona compressa.

$$t = \frac{1}{2} \cdot \frac{\sum_i (P_i + N_i)}{\sigma_k \cdot l} \quad [10]$$

Di conseguenza questo tipo di analisi non può prescindere da un rilievo accurato che tenga in considerazione non solo gli aspetti geometrici, tipologici e la qualità della compagine muraria, ma anche la tipologia e l'organizzazione del sistema resistente: necessaria risulta la valutazione dell'efficacia delle connessioni tra gli elementi resistenti (verticali e orizzontali) considerando la presenza di azioni interne al manufatto edilizio, come spinte non contrastate, provenienti da strutture voltate, che possono essere sfavorevoli per l'equilibrio del pannello murario. A seguito di tali accorgimenti sarà possibile individuare i meccanismi di collasso più probabili, valutare l'azione orizzontale di attivazione degli stessi e svolgere le verifiche secondo l'approccio cinematico proposto dalla attuale normativa (NTC2008).

I meccanismi di seguito proposti ipotizzano una configurazione con resistenza a compressione infinita, la configurazione con resistenza finita si ottiene arretrando la cerniera e riducendo di conseguenza il braccio delle forze verticali secondo le ipotesi precedente esposte.

### 3.1.2. Determinazione del coefficiente di attivazione per meccanismi di primo modo

Preliminarmente alla definizione dei diversi meccanismi identificabili, è necessaria un'adeguata formulazione analitica del problema cinematico per individuare correttamente le espressioni che permettono di calcolare il moltiplicatore dei carichi. La procedura per l'analisi e la verifica dei meccanismi locali di collasso parte dalla determinazione del coefficiente di attivazione  $\alpha_0$  dei singoli cinematicismi valutato in funzione delle forze orizzontali applicate e dei corrispondenti pesi delle masse agenti sul pannello murario.



La determinazione del coefficiente di attivazione del cinematismo  $\alpha_0$  (moltiplicatore dei carichi orizzontali) può essere determinato, come indicato nella Circolare 617/2009 (eq. C8A.4.1), secondo il Principio dei Lavori Virtuali (PLV): gli spostamenti delle diverse forze applicate vengono determinate assegnando una rotazione virtuale  $\theta_k$  al generico blocco  $k$ . Il coefficiente  $\alpha_0$  viene quindi determinato secondo l'equazione del PLV:

$$\alpha_0 \left( \sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi} \quad [11]$$

dove:

- $n$  è il numero di tutte le forze peso applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;
- $m$  è il numero di forze peso 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;
- $o$  è il numero di forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;
- $P_i$  è la generica forza peso applicata (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, o un altro peso portato);
- $P_j$  è la generica forza peso, non direttamente applicata sui blocchi, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;
- $\delta_{x,i}$  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;
- $\delta_h$  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.

La definizione di un cinematismo e dei parametri che lo caratterizzano necessita preventivamente di due fasi. La prima fase prevede la definizione di uno schema di calcolo che possa rappresentare verosimilmente i corpi rigidi coinvolti nel meccanismo attraverso l'identificazione della geometria dei macroelementi, tenendo in considerazione oltre alla qualità della muratura e alle condizioni di vincolo cui la parete è soggetta, anche la presenza di aperture. La seconda fase prevede l'individuazione del sistema di carichi agenti nei corpi verticali (pesi propri, pesi portati, spinte statiche) e orizzontali (proporzionali a quelli verticali che aggiungono massa) indotti dal sisma. Per ognuno dei carichi si individuano i punti di applicazione sul blocco rigido, ricordando che il peso proprio è applicato nel baricentro del corpo, valutato in funzione alla sua geometria individuata e tenendo in considerazione, se presenti, aperture, nicchie e rastremazioni lungo la sua altezza.

### 3.1.2.1. Ribaltamento semplice di pareti monolitiche sovrapposte e mal collegate al muro di spina

Il cinematismo di ribaltamento semplice relativo a pareti esterne degli edifici per forze (sismiche) fuori piano rappresenta una situazione di danno tra le più frequenti e gravose. Tale configurazione si genera prevalentemente come conseguenza di un non adeguato vincolo in sommità o quando il collegamento tra le pareti ortogonali risulta poco efficace o assente. In presenza di un edificio colpito da un evento sismico tale cinematismo risulta individuabile dalla presenza di lesioni verticali in corrispondenza delle intersezioni murarie (angolate e martelli murari), da fuori piombo della parete ribaltante e da lesioni orizzontali, intradossali ed estradossali, lungo la linea di contatto tra la parete ed il solaio (con possibile sfilamento delle travi e degli orizzontamenti). Il ribaltamento semplice può generalmente interessare l'intera facciata di un edificio o parte di essa (in quota), in relazione alla formazione della cerniera cilindrica secondo le modalità di connessione tra i solai e le murature ai vari livelli della struttura.

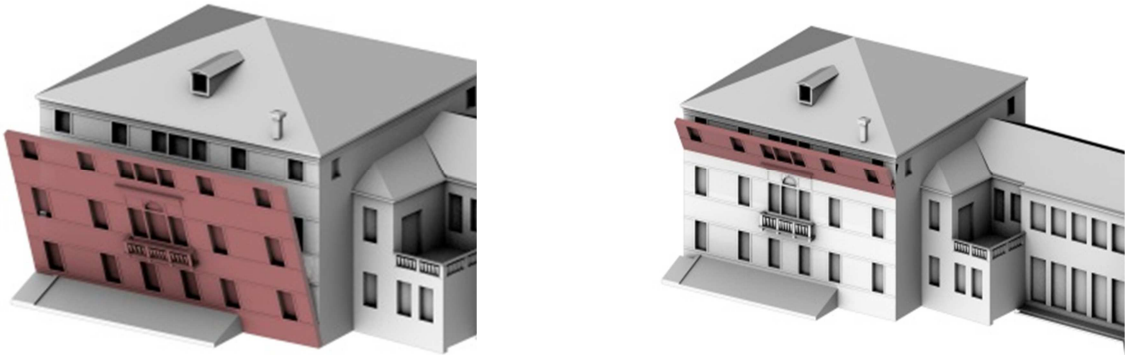


Figura 3.8: Rappresentazione dello schema di ribaltamento semplice di pareti monolitiche con configurazione su più livelli: ribaltamento intera parete e ribaltamento della sola porzione in sommità

Le porzioni di macroelementi interessate dal cinematismo risultano soggette ad un momento ribaltante dato dall'azione orizzontale del sisma (fuori piano della parete e pari al prodotto tra carichi verticali ed il coefficiente  $\alpha$ ) e ad un momento stabilizzante dovuto dall'azione del peso proprio e dei carichi gravanti sul muro stesso. Questo meccanismo prevede una schematizzazione della parete come corpo rigido che ruota attorno ad una cerniera posta alla base e posizionata a filo dello spigolo più esterno della sezione della parete.

L'individuazione del coefficiente di attivazione del meccanismo  $\alpha_0$  è valutato secondo il Principio dei Lavori Virtuali (PLV):

$$\alpha [-P_1(-u_{G1}) - P_2(-u_{G2}) - N_1(-u_{N1}) - N_2(-u_{N2})] + (-P_1v_{G1}) + (-P_2v_{G2}) + (-N_1v_{N1}) + (-N_2v_{N2}) = 0 \quad [12]$$

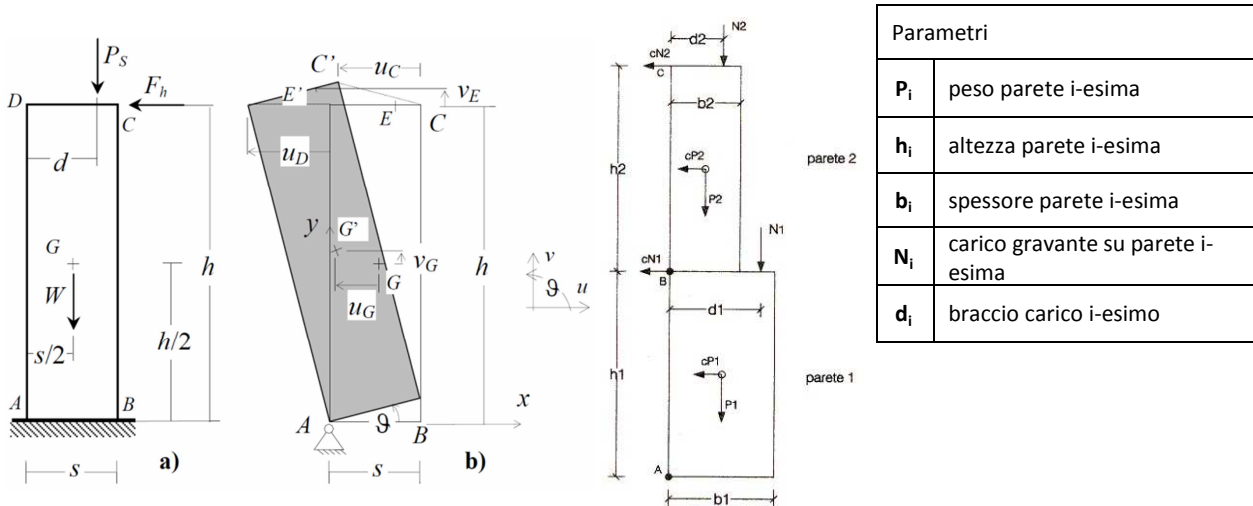
$$\alpha = [(-P_1v_{G1}) + (-P_2v_{G2}) + (-N_1v_{N1}) + (-N_2v_{N2})] / (P_1u_{G1} + P_2u_{G2} + N_1u_{N1} + N_2u_{N2}) \quad [13]$$

Nel caso del ribaltamento l'applicazione del PLV può essere valutata secondo la condizione di equilibrio tra il momento ribaltante  $M_R$  ed il momento stabilizzante  $M_S$  la quale fornisce il valore critico del moltiplicatore dei carichi orizzontali  $\alpha_0$  per il quale si attiva il meccanismo (Figura 3.9):

**Momento Stabilizzante:**  $M_S = P_1 \cdot \frac{b_1}{2} + P_2 \cdot \frac{b_2}{2} + N_1 \cdot d_1 + N_2 \cdot d_2 + T_1 \cdot h_1 + T_2 \cdot (h_1 + h_2) \quad [14]$

**Momento Ribaltante:**  $M_R = \alpha \cdot \left[ P_1 \cdot \frac{h_1}{2} + P_2 \cdot \left( h_1 + \frac{h_2}{2} \right) + N_1 \cdot h_1 + N_2 \cdot (h_1 + h_2) \right] \quad [15]$

**$M_R - M_S = 0$**   $\Rightarrow \alpha_0 = \frac{P_1 \cdot \frac{b_1}{2} + P_2 \cdot \frac{b_2}{2} + N_1 \cdot d_1 + N_2 \cdot d_2 + T_1 \cdot h_1 + T_2 \cdot (h_1 + h_2)}{P_1 \cdot \frac{h_1}{2} + P_2 \cdot \left( h_1 + \frac{h_2}{2} \right) + N_1 \cdot h_1 + N_2 \cdot (h_1 + h_2)} \quad [16]$



Parametri	
$P_i$	peso parete i-esima
$h_i$	altezza parete i-esima
$b_i$	spessore parete i-esima
$N_i$	carico gravante su parete i-esima
$d_i$	braccio carico i-esimo

Figura 3.9: Rappresentazione dello schema di calcolo e parametri del cinematismo di ribaltamento semplice di pareti monolitiche e mal collegate al muro di spina: configurazione ad uno e due piani

Con riferimento alle precedenti indicazioni (§3.1.1), tale modalità di collasso comporta una concentrazione di tensioni nei punti di contatto in cui si sviluppa il meccanismo; per questo nella modellazione si procederà arretrando la posizione delle cerniere cilindriche al fine di considerare lo schiacciamento della muratura. La cerniera cilindrica inizialmente posta in corrispondenza dello spigolo esterno, quindi, sarà arretrata del  $t$  di riferimento ottenendo:

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot \left(\frac{b_i}{2} - t\right) + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot (d_{Vi} - t) + \sum_{i=1}^n N_i \cdot (d_i - t) + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi}}{\sum_{i=1}^n P_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot d_{hVi} + \sum_{i=1}^n N_i \cdot h_i} \quad [17]$$

Tra tutte le varie configurazioni possibili, quella con la maggiore probabilità di attivarsi è quella corrispondente a un moltiplicatore  $\alpha$  più basso.

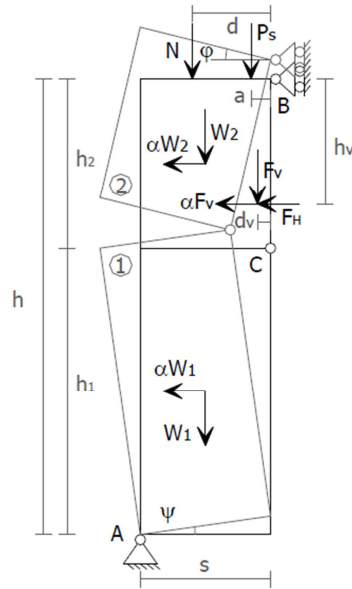
### 3.1.2.2. Flessione verticale di parete monolitica su un piano

Il cinematismo di flessione verticale si manifesta con la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale dividendo la parete in due porzioni, i blocchi formatisi ruotano attorno a tale asse a causa delle azioni fuori piano agenti; frequentemente è favorito dalla presenza localizzata di spinte orizzontali (archi o volte). Tale configurazione si manifesta quando la parete investita dall'azione sismica è efficacemente vincolata solamente nelle porzioni di estremità (ad esempio tramite cordoli, tiranti o solai ben vincolati) e libera nelle zone intermedie (priva di orizzontamenti o con solai semplicemente appoggiati alle pareti). Tale cinematismo può instaurarsi su uno o più livelli e interessare anche porzioni interne degli edifici: un esempio è la presenza di solai sfalsati che per effetto dell'oscillazione orizzontale dovuta al sisma, vanno a creare una sorta di "effetto di martellamento" sulla muratura.

La flessione verticale su un edificio colpito dal sisma è identificata dalla presenza di spancamenti e fuori piombo della parete, di lesioni orizzontali (in corrispondenza della cerniera cilindrica tra i due blocchi) e verticali (in corrispondenza del mancato ammorsamento con le pareti adiacenti o ortogonali a quella investita dal sisma), e di sfilamenti delle travi degli orizzontamenti.

Nella valutazione del cinematismo a flessione uno degli aspetti più importanti riguarda la determinazione dell'altezza alla quale si forma la cerniera cilindrica intermedia: l'effetto dell'azione sismica instaura fenomeni di instabilità per i quali, viste le caratteristiche della muratura tra i blocchi che la compongono, la parete resiste a sforzi di flessione indotti dalle azioni orizzontali e perpendicolari al proprio piano, solo se lo sforzo normale mantiene la risultante interna alla sezione trasversale.

Per l'individuazione della posizione della cerniera si deve applicare il Principio dei Lavori Virtuali imponendo che il coefficiente  $\alpha$ , espresso in funzione dell'incognita altezza della cerniera, sia il minimo. In questo modo si trova il più piccolo moltiplicatore delle masse in grado di innescare il cinematiso ipotizzato (Giuffrè, 1993).



Parametri	
$W_i$	peso porzione i-esima della parete
$h$	altezza parete
$h_i$	altezza porzione i-esima della parete
$N$	Carico trasmesso sulla parete
$P_s$	carico gravante sulla parete
$s$	spessore parete
$d, d_v$ e $a$	bracci carichi i-esimi agenti
$F_v$ e $F_H$	Componente verticale e orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete i-esima

**Figura 3.10: Rappresentazione dello schema di calcolo e parametri rappresentativi del cinematiso di flessione verticale di parete monolitica su un piano**

Per tale cinematiso, con riferimento alla Figura 3.10, essendo  $h$  l'altezza totale della parete e  $s$  lo spessore della parete superiore (corpo 2) ed inferiore (corpo 1), la posizione della cerniera intermedia risulta corrispondente a:

$$h_2 = \frac{1}{x} \cdot h \quad h_1 = h - h_2 = \frac{x-1}{x} \cdot h \quad [18]$$

La procedura di determinazione del coefficiente di attivazione del cinematiso prevede l'imposizione di una rotazione unitaria  $\psi = 1$  del corpo 1 che genera per il corpo 2 una rotazione  $\varphi$  pari a:

$$\varphi = \psi \cdot \frac{h_1}{h_2} = \psi \cdot \frac{x-1}{x} \cdot \frac{h}{\frac{1}{x} \cdot h} = x - 1 \quad [19]$$

Definite le rotazioni delle due porzioni è possibile individuare gli spostamenti dei baricentri e dei punti di applicazione del carico:

$$\begin{aligned} \delta_{1x} &= \frac{h}{2} \cdot \frac{x-1}{x} \cdot \psi = \frac{h}{2} \cdot \frac{x-1}{x} & \delta_{1y} &= \frac{s}{2} \cdot \psi = \frac{s}{2} \\ \delta_{2x} &= \frac{x-1}{x} \cdot h \cdot \psi - \frac{1}{x} \cdot \frac{h}{2} \cdot \varphi = \frac{h}{2} \cdot \frac{x-1}{x} & \delta_{2y} &= s \cdot \psi + \frac{s}{2} \cdot (x-1) = (1-x) \cdot \frac{s}{2} \\ \delta_{Nx} &= \frac{x-1}{x} \cdot h \cdot \psi - \frac{1}{x} \cdot h \cdot \varphi = 0 & \delta_{Ny} &= \delta_{2y} = (1-x) \cdot \frac{s}{2} \end{aligned} \quad [20]$$

Infine si applica il PLV:

$$\alpha (W_1 \cdot \delta_{1x} + W_2 \cdot \delta_{2x} + F_V \cdot \delta_{Vx}) + F_H \cdot \delta_{Vx} = W_1 \cdot \delta_{1y} + W_2 \cdot \delta_{2y} + F_V \cdot \delta_{Vy} + P_S \cdot \delta_{Py} + N \cdot \delta_{Ny} \quad [21]$$

$$\alpha = \frac{B}{H} \cdot \frac{2x + \left(\frac{N}{P}\right) \cdot (x+1) \cdot x}{x-1} \quad [22]$$

Definito  $\alpha$ , si ottiene il valore minimo del coefficiente di attivazione del cinematiso in corrispondenza di  $d\alpha/dx = 0$  e quindi la distanza dalla sommità della parete della cerniera.

$$d\alpha/dx = 0 \Rightarrow \frac{B}{H} \cdot \left[ \frac{N}{P} \cdot (x^2 - 2x - 1) - 2 \right] = 0 \Rightarrow x = \sqrt{2 \cdot \frac{P+N}{N}} \quad [23]$$

### 3.1.2.3. Flessione verticale di pareti monolitiche su due piani

Questo tipo di meccanismo, rispetto al precedente, considera lo sviluppo di pareti su due piani dell'edificio, con interposto un solaio intermedio non trattenuto, e collegate alle estremità da efficaci vincoli di connessione agli orizzontamenti. In questo caso si può ipotizzare la formazione della cerniera cilindrica orizzontale direttamente in corrispondenza dell'orizzontamento intermedio: non essendo trattenuto o mal connesso esercita azioni orizzontali fuori piano sulla muratura che combinate con le azioni verticali instaurano sulle pareti una sorta di effetto arco verticale.

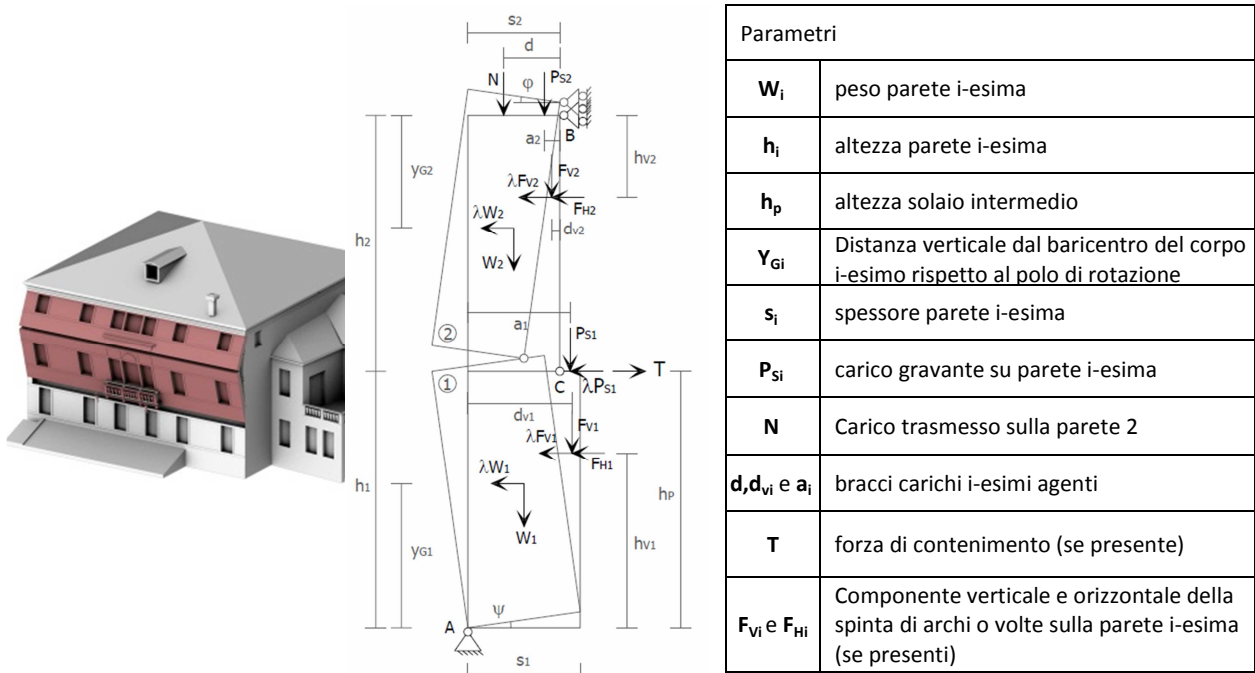


Figura 3.11: Rappresentazione dello schema di calcolo e parametri rappresentativi del cinematismo di flessione verticale di pareti monolitiche su due piani

La procedura di determinazione del coefficiente di attivazione del cinematismo prevede l'imposizione di una rotazione unitaria  $\psi = 1$  del corpo 1 che genera per i due corpi i seguenti spostamenti orizzontali ( $u_i$ ) e verticali ( $v_i$ ) generalizzati (Figura 3.11):

$$(u_1; v_1; \theta_1) = (u_A; v_A; \psi) = (0; 0; 1) \text{ e } (u_2; v_2; \theta_2) = (u_B; v_B; \varphi) = \left( 0; s_2; -\frac{h_1}{h_2} \right) \quad [24]$$

Definiti gli spostamenti virtuali dei due corpi si ritrovano quelli dei punti di applicazione di tutte le forze agenti sul sistema:

$$\begin{aligned} \delta_{1x} &= -y_{G1} & \delta_{1y} &= s_1/2 & \delta_{2x} &= -\frac{h_1}{h_2} \cdot y_{G2} & \delta_{2y} &= s_2 \left( 1 + \frac{h_1}{2h_2} \right) \\ \delta_{V1x} &= -h_{V1} & \delta_{V1y} &= d_{V1} & \delta_{V2x} &= -\frac{h_1}{h_2} \cdot h_{V2} & \delta_{V2y} &= s_2 + \frac{h_1}{h_2} \cdot d_{V2} \\ \delta_{P1x} &= -h_P & \delta_{P1y} &= a_1 & \delta_{P2y} &= s_2 + \frac{h_1}{h_2} \cdot a_2 & \delta_{Ny} &= s_2 + \frac{h_1}{h_2} \cdot d \end{aligned} \quad [25]$$

Infine si applica il PLV:

$$\begin{aligned} &\alpha (W_1 \cdot \delta_{1x} + W_2 \cdot \delta_{2x} + F_{V1} \cdot \delta_{V1x} + F_{V2} \cdot \delta_{V2x} + P_{S1} \cdot \delta_{P1x}) + F_{H1} \cdot \delta_{V1x} + F_{H2} \cdot \delta_{V2x} = \\ &= W_1 \cdot \delta_{1y} + W_2 \cdot \delta_{2y} + F_{V1} \cdot \delta_{V1y} + F_{V2} \cdot \delta_{V2y} + P_{S1} \cdot \delta_{P1y} + P_{S2} \cdot \delta_{P2y} + N \cdot \delta_{Ny} + T \cdot \delta_{P1x} \end{aligned} \quad [26]$$

$$\alpha_0 = \frac{W_1 \cdot \delta_{1y} + W_2 \cdot \delta_{2y} + F_{V1} \cdot \delta_{V1y} + F_{V2} \cdot \delta_{V2y} + P_{S1} \cdot \delta_{P1y} + P_{S2} \cdot \delta_{P2y} + N \cdot \delta_{Ny} + T \cdot \delta_{P1x} - F_{H1} \cdot \delta_{V1x} - F_{H2} \cdot \delta_{V2x}}{W_1 \cdot \delta_{1x} + W_2 \cdot \delta_{2x} + F_{V1} \cdot \delta_{V1x} + F_{V2} \cdot \delta_{V2x} + P_{S1} \cdot \delta_{P1x}} \quad [27]$$

### 3.1.2.4. Meccanismo di ribaltamento per una parete connessa alla muratura ortogonale

In molti casi i martelli murari e le angolate presentano connessioni adeguate tra le murature che confluiscono nel nodo: generalmente si tratta di murature costruite in un medesimo momento o che sono state interessate da interventi di consolidamento di collegamento tra i pannelli murari ortogonali. In questo caso la parete sollecitata ortogonalmente al proprio piano ruota attorno alla cerniera cilindrica che si forma alla sua base portando con sé una porzione cuneiforme della muratura di spina.

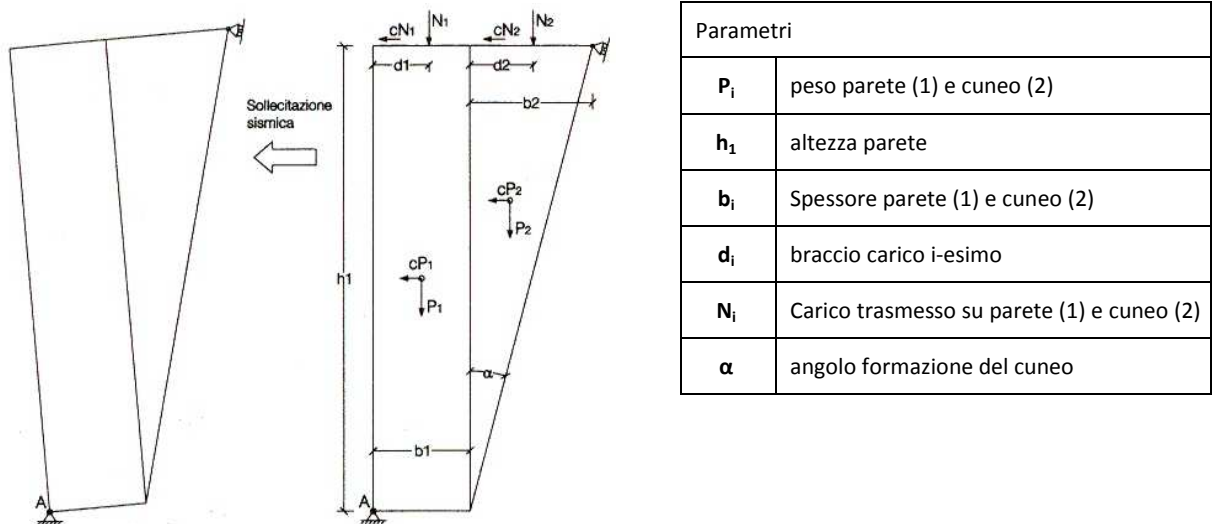


Figura 3.12: Rappresentazione dello schema di calcolo e parametri rappresentativi del cinematismo di ribaltamento per una parete ad un piano connessa alla muratura ortogonale e con formazione di cuneo

Considerando la rotazione del corpo rigido formato da parete e cuneo di distacco, attorno alla cerniera cilindrica, la condizione di equilibrio tra il momento ribaltante  $M_R$  ed il momento stabilizzante  $M_S$  fornisce il valore critico del moltiplicatore dei carichi orizzontali  $\alpha_0$  per il quale si attiva il meccanismo (Figura 3.12):

$$\text{Momento Stabilizzante: } M_S = P_1 \cdot \frac{b_1}{2} + P_2 \cdot \left(b_1 + \frac{b_2}{3}\right) + N_2 \cdot (b_1 + d_2) + T_1 \cdot h_1 + T_2 \cdot (h_1 + h_2) \quad [28]$$

$$\text{Momento Ribaltante: } M_R = \alpha \cdot \left[P_1 \cdot \frac{h_1}{2} + P_2 \cdot \frac{2}{3} h_1 + N_1 \cdot h_1 + N_2 \cdot h_1\right] \quad [29]$$

$$M_R - M_S = 0 \quad \Rightarrow \quad \alpha_0 = \frac{P_1 \cdot \frac{b_1}{2} + P_2 \cdot \left(b_1 + \frac{b_2}{3}\right) + N_2 \cdot (b_1 + d_2) + T_1 \cdot h_1 + T_2 \cdot (h_1 + h_2)}{P_1 \cdot \frac{h_1}{2} + P_2 \cdot \frac{2}{3} h_1 + N_1 \cdot h_1 + N_2 \cdot h_1} \quad [30]$$

Le possibili schematizzazioni della porzione di distacco cuneiforme possono assumere differenti configurazioni (Figura 3.13) in funzione degli elementi coinvolti nel cinematismo:

- la presenza di aperture: con negativa influenza nella forma del cuneo in quanto la linea critica viene deviata intercettando l'apertura ed estendendosi nella parte superiore dell'architrave;
- la presenza di solai rigidi o di cordoli in c.a.: influenzando la conformazione che il cuneo di distacco può assumere. A causa infatti dell'elevata rigidità di tali strutture il cuneo, che tende a sollevarsi in modo canonico, viene impedito nel suo movimento rotazionale e va pertanto incontro a una seconda fessurazione dovuta alla concentrazione degli sforzi che si viene a creare tra cuneo e cordolo, con un possibile conseguente effetto di "martellamento verticale" sulla sommità della parete;

- le dimensioni del cuneo: se di grandi dimensioni esso perde stabilità dividendosi in più parti e modificando il cinematismo;
- Il carico agente sul cuneo di distacco.

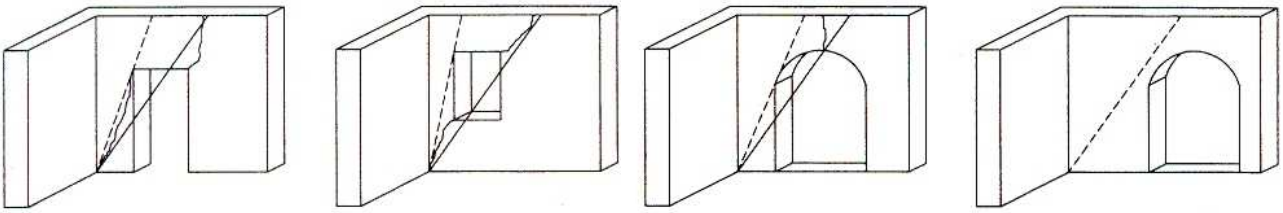


Figura 3.13: Influenza della presenza di aperture nella valutazione del meccanismo fuori dal piano per una parete connessa alla muratura ortogonale

In riferimento all'influenza delle aperture ed della tipologia muratura, si possono utilizzare, a favore di sicurezza, i valori limite di 15° per murature di ciottoli o scaglie di pietra e malta povera, e 30° per murature di laterizio o pietra conca correttamente apparecchiata (Avorio, 1999).

### 3.1.2.5. Meccanismo di ribaltamento per una parete trattenuta superiormente da cordolo

Si consideri una parete all'ultimo piano su cui non grava il peso dell'impalcato di copertura e coronata in sommità da cordolo armato con effettiva funzione di contenimento del cordolo (presente attorno all'intero edificio con una corona completa e su tutto lo spessore murario), 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 instaura al contatto tra questa e il cordolo sovrastante: il meccanismo di ribaltamento è quindi contrastato dal cordolo grazie all'attrito.

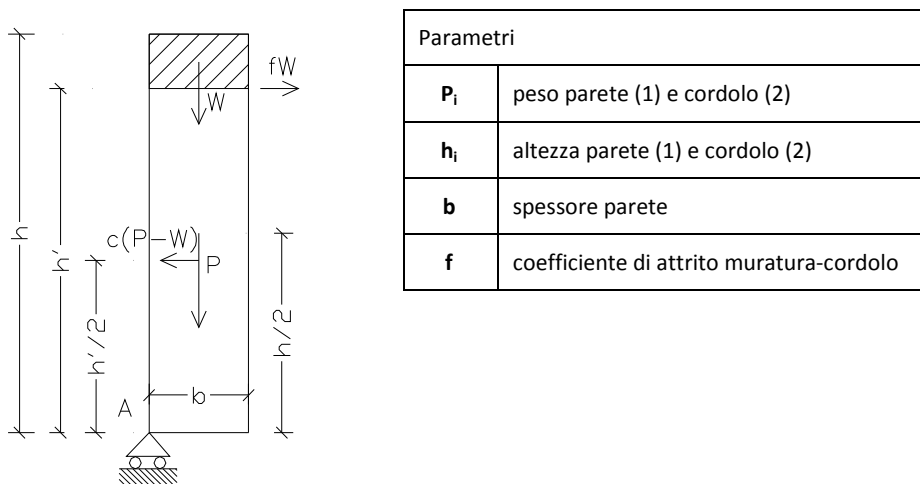


Figura 3.14: Rappresentazione dello schema di calcolo e parametri rappresentativi del cinematismo di ribaltamento per una parete ad un piano trattenuta superiormente da cordolo

Considerando la rotazione del corpo rigido formato dalla parete, attorno alla cerniera posta sullo spigolo alla base "A", dall'uguaglianza tra momento stabilizzante e instabilizzante si ritrova il coefficiente di attivazione del meccanismo (Figura 3.14).

$$\text{Momento Stabilizzante:} \quad M_S = P_1 \cdot \frac{b}{2} + P_2 \cdot \frac{b}{2} + \mu \cdot P_2 \cdot h_1 \quad [31]$$

$$\text{Momento Ribaltante:} \quad M_R = \alpha \cdot P_1 \cdot \frac{h_1}{2} \quad [32]$$



$$M_R - M_S = 0 \quad \rightarrow \quad \alpha_0 = \frac{P_1 \cdot \frac{b}{2} + P_2 \cdot \frac{b}{2} + \mu \cdot P_2 \cdot h_1}{P_1 \cdot \frac{h_1}{2}} \quad [33]$$

Analoghe considerazioni possono essere fatte in presenza di cordolo in breccia: in questo caso lo sviluppo del cordolo interessa solamente una porzione della sezione muraria. La valutazione del meccanismo in tale configurazione, spesso caratteristica degli edifici storici che hanno subito interventi di sostituzione degli orizzontamenti, può coinvolgere la parete su più livelli: a differenza del cordolo su tutto lo spessore murario, infatti, il cordolo in breccia non interrompe completamente la continuità muraria tra i piani (Figura 3.15).

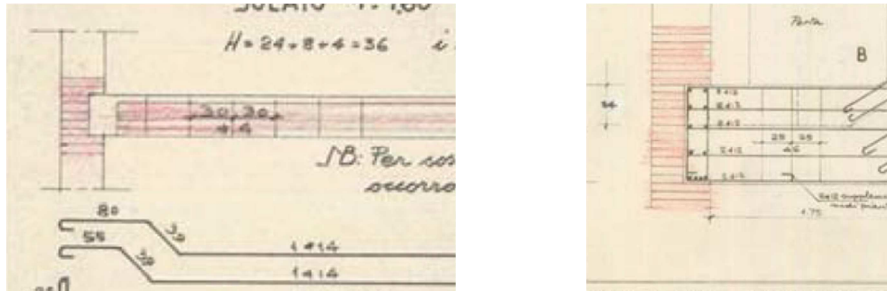


Figura 3.15: Esempio di configurazione di cordolo in breccia a seguito dell'inserimento di un orizzontamento in laterocemento

### 3.1.2.6. Meccanismo di resistenza statica della parete a tessitura regolare

Nell'analisi dei possibili meccanismi di collasso in presenza di pareti costituite da una buona tessitura muraria, sono stati definiti dei modelli di valutazione in grado di legare le condizioni di stabilità alla forza peso della parete, ma anche all'azione di attrito che si oppone allo scorrimento dei blocchi, che è appunto determinata dalle dimensioni di questi. I modelli definiti si differenziano in funzione della geometria della parete, della qualità della tessitura muraria e dall'efficacia dei collegamenti con i muri di spina (De Felice, 1999).

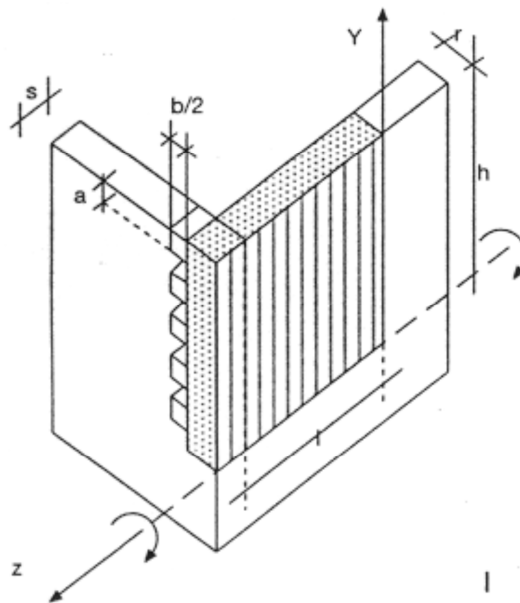


Figura 3.16: Rappresentazione dello schema di calcolo del primo cinematisma di resistenza statica della parete a tessitura regolare in presenza di attrito per azione fuori dal piano

Il **primo** cinematismo descritto considera la forza di attrito crescente verso il basso e che si oppone al moto di ribaltamento: si genera linearmente in presenza dei collegamenti, sia pure discontinui, attraverso morse o denti murari (Figura 3.16). La risultante di questa forza di attrito vale:

$$F_a = \gamma \cdot g \cdot s \cdot \frac{b}{2} \cdot \tan \varphi \cdot (a + 2a + \dots + h) \approx -\gamma \cdot g \cdot s \cdot \frac{b}{2} \cdot \tan \varphi \cdot \frac{h^2}{2a} = -\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot g \cdot \frac{s \cdot h^2}{\rho} \cdot \tan \varphi \quad [34]$$

dove  $\gamma$  è la densità di massa del muro,  $g$  l'accelerazione di gravità,  $s$  lo spessore del muro trasversale,  $h$  l'altezza della porzione di parete interessata dal moto di ribaltamento e  $\varphi$  l'angolo di attrito sulla superficie orizzontale. Il coefficiente adimensionale  $\rho$  misura il rapporto  $\rho = i/b$  tra l'interasse e la lunghezza dei conci che fungono da morse, mentre è pari al rapporto  $\rho = 2 \cdot a/b$  ( $a$  è l'altezza,  $b$  è la base dei blocchi) se la facciata è collegata con continuità attraverso la tessitura muraria ai muri ortogonali. Considerando il momento stabilizzante,  $l$  e  $r$  sono rispettivamente la metà della lunghezza e dello spessore della parete ribaltante, il coefficiente di attivazione del cinematismo è definito:

$$\alpha = \frac{r}{h} + \frac{1}{3} \cdot \frac{h}{r} \cdot \frac{s}{\rho \cdot (l+s)} \cdot \tan \varphi \quad [35]$$

Noto  $\alpha$ , si ottiene il valore minimo del coefficiente di attivazione del cinematismo in corrispondenza di  $d\rho/dh = 0$  e quindi la distanza dalla sommità della parete della cerniera.

$$d\rho/dh = 0 \Rightarrow -\frac{r}{h^2} + \frac{1}{3} \cdot \frac{s}{\rho \cdot (l+s)} \cdot \frac{\tan \varphi}{r} = 0 \Rightarrow h = \sqrt{\frac{3\rho \cdot (l+s) \cdot r^2}{s \cdot \tan \varphi}} \quad [36]$$

Da questo si nota come la condizione più gravosa per la facciata (che corrisponde al valore più basso del coefficiente di attivazione del meccanismo) non è più quella di ribaltamento rigido intorno alla base come per la parete libera. Sostituendo  $h$  nella precedente equazione si evidenzia come il coefficiente di attivazione del cinematismo è definito in funzione della geometria ( $s$  e  $h$ ), della qualità della tessitura muraria ( $\rho$ ) e dalla sua resistenza meccanica ( $\varphi$ ):

$$\alpha = \sqrt{\frac{4 \tan \varphi \cdot \frac{s}{l}}{3\rho \cdot (1 + \frac{s}{l})}} \quad [37]$$

Il **secondo** cinematismo, invece, si realizza con il ribaltamento della parete di facciata e di una porzione del muro ortogonale delimitata da una lesione inclinata di un angolo  $\psi$  sull'orizzontale. Vincolata a trascinare una porzione del muro trasversale, la parete diventa più stabile e raggiunge il collasso solo per un valore del moltiplicatore  $\alpha$  pari:

$$\alpha = \frac{h^2 \cdot s + 3 \tan^2 \psi \cdot r^2 \cdot l}{h \cdot \tan \psi \cdot (2 \cdot h \cdot s + 3 \cdot r \cdot l \cdot \tan \psi)} \quad [38]$$

Noto  $\alpha$ , si ottiene analogamente al primo cinematismo, il valore minimo del coefficiente di attivazione del cinematismo in corrispondenza di  $d\rho/dh = 0$  e quindi la distanza dalla sommità della parete della cerniera ed il coefficiente di attivazione del cinematismo.

$$d\rho/dh = 0 \Rightarrow h = 2r \cdot \tan \psi \cdot \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{3}{4} \cdot \frac{l}{s}} \right) \quad [39]$$

$$\alpha = \frac{1}{\tan \psi \cdot \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{3}{4} \cdot \frac{l}{s}} \right)} \quad [40]$$

In particolare, in studio proposto per la valutazione di  $\psi$  (Buhan, G. de Felice, 1997), viene indicato come la condizione più gravosa è raggiunta in corrispondenza dell'angolo:

$$\psi = \arctan \sqrt{\frac{m}{\tan \varphi}} \quad \text{e quindi} \quad \alpha = \frac{\sqrt{\frac{\tan \varphi}{m}}}{\tan \psi \cdot \left(1 + \sqrt{1 + \frac{3l}{4s}}\right)} \quad [41]$$

Dalla precedente equazione si evidenzia come i parametri che determinano il coefficiente di attivazione del cinematismo è definito in funzione della geometria ( $m, s$  e  $l$ ) e dalla sua resistenza meccanica ( $\varphi$ ).

### 3.2. Verifica dei meccanismi locali di collasso

La valutazione della sicurezza di un edificio nei confronti dei meccanismi locali di collasso può essere condotta tramite l'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, considerate come corpi rigidi non resistenti a trazione. Tali verifiche seguono l'approccio cinematico basato sulla scelta del meccanismo di collasso e sulla valutazione dell'azione orizzontale che attiva il cinematismo. L'applicazione del metodo presuppone l'analisi dei meccanismi locali significativi per la costruzione, ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe (già danneggiate dal terremoto) o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi anche di natura non sismica.

L'approccio cinematico permette di determinare l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo. Tale andamento è rappresentabile da una curva, detta curva di capacità, espressa attraverso un moltiplicatore  $\alpha$  (rapporto tra forze orizzontali applicate ed i corrispondenti pesi delle masse presenti) rappresentato in funzione dello spostamento  $d_k$  di un punto di riferimento del sistema. Essa è determinata fino all'annullamento di ogni capacità di sopportare azioni orizzontali corrispondente ad un valore  $\alpha$  nullo. In questo modo è possibile, quindi, ricavare la curva di capacità di un sistema equivalente a un grado di libertà, nella quale è definita la capacità di spostamento ultimo del meccanismo locale, da confrontare con la domanda di spostamenti richiesta dall'azione sismica.

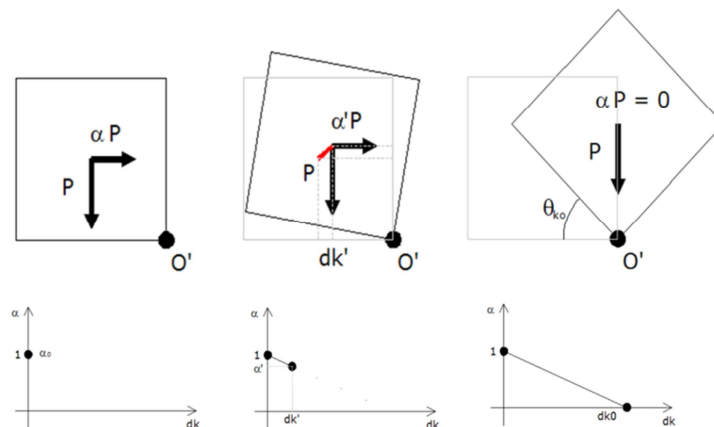


Figura 3.17: Evoluzione del cinematismo e costruzione della curva di capacità per un meccanismo di ribaltamento semplice

La capacità di spostamento ultima della struttura secondo il meccanismo considerato si individua attraverso il moltiplicatore orizzontale  $\alpha$  dei carichi valutato sulle configurazioni variata della catena cinematica, rappresentative dell'evoluzione del meccanismo e descritte dallo spostamento  $d_k$  di un punto di controllo del sistema.

L'analisi deve essere condotta fino al raggiungimento della configurazione a cui corrisponde l'annullamento del moltiplicatore  $\alpha$  corrispondente allo spostamento  $d_{k,0}$  (spostamento ultimo) ovvero il raggiungimento del collasso (il momento stabilizzante diminuisce fino ad annullarsi mentre il momento ribaltante aumenta). Tale configurazione può essere ottenuta esprimendo la geometria in una generica configurazione variata, funzione della rotazione finita  $\theta_{k,0}$ , e applicando il Principio dei Lavori Virtuali,

avendo posto  $\alpha$  pari a 0. La curva di capacità schematizza il macroelemento come un blocco rigido, trascurandone la deformabilità, e può essere rappresentata dall'equazione seguente (eq. C8A.4.2, Circolare 617/2009):

$$\alpha = \alpha_0 \left( \frac{1-d_k}{d_{k,0}} \right) \quad [42]$$

Nota l'andamento del moltiplicatore orizzontale  $\alpha$  dei carichi in funzione dello spostamento  $d_k$  del punto di controllo della struttura, deve essere definita la curva di capacità dell'oscillatore equivalente a 1 g.d.l., come relazione tra l'accelerazione  $a^*$  e lo spostamento  $d^*$ .

La definizione della curva può essere eseguita valutando l'evoluzione del cinematismo considerando una successione di rotazioni virtuali finite  $\theta_k$  e determinando il moltiplicatore  $\alpha$  nella configurazione geometrica variata; l'incremento di  $\theta_k$  va valutato fino all'annullamento del momento stabilizzante e quindi di  $\alpha$  secondo l'espressione seguente:

$$M_S = \sum_i P_i \cdot R_i \cos(\beta_i + \theta_k) \quad [43]$$

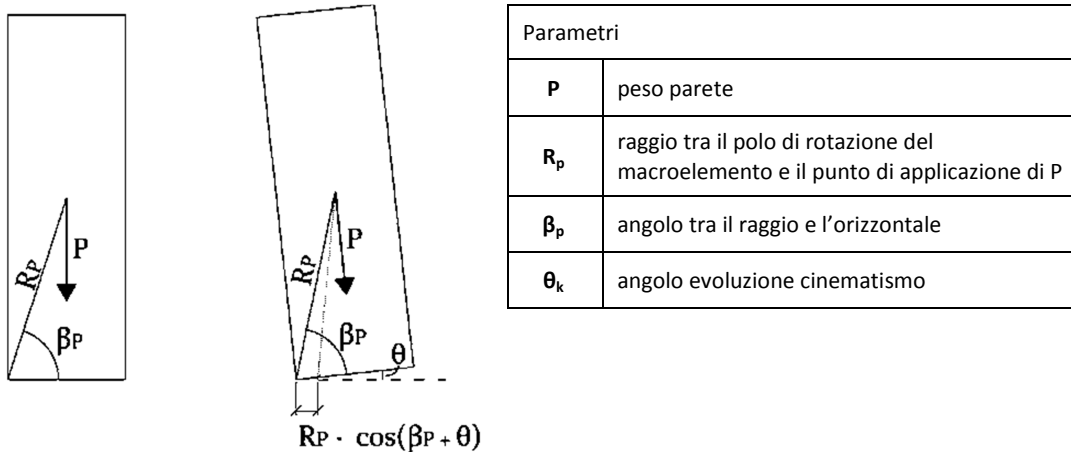
con

- $R_i$  il raggio tra il polo di rotazione del macroelemento e il punto di applicazione del generico peso  $P_i$ ;
- $\beta_i$  l'angolo formato tra l'orizzontale ed il raggio  $R_i$ .

Considerato come esempio la configurazione in Figura 3.18, l'equazione precedente risulta:

$$M_S = P \cdot R_p \cos(\beta_p + \theta_k) \quad [44]$$

$$R_p = \sqrt{\left(\frac{h}{2}\right)^2 + \left(\frac{b}{2}\right)^2}; \quad \beta_p = \arctan\left(\frac{h/2}{b/2}\right) \quad [45]$$



**Figura 3.18: Rappresentazione dello schema di calcolo e parametri rappresentativi dell'evoluzione del cinematismo di ribaltamento per una parete ad un piano e senza carichi gravanti su di essa**

Nell'evoluzione del cinematismo di rotazione si riduce il braccio delle forze verticali rispetto alla cerniera cilindrica e aumenta il braccio delle forze orizzontali: l'aumento dell'angolo di rotazione  $\theta_k$  comporta quindi una diminuzione del momento stabilizzante fino al suo annullamento in corrispondenza dell'angolo  $\theta_{k,0}$  incognito.

$$M_S = \sum_i P_i \cdot R_i \cos(\beta_{p_i} + \theta_{k,0}) = 0 \quad [46]$$

Nota  $\theta_{k,0}$  è quindi possibile definire lo spostamento corrispondente  $d_{k,0}$  del baricentro delle forze verticali (punto dei controllo) in corrispondenza dell'annullamento di ogni capacità del sistema di contrastare azioni orizzontali.

$$d_{k,0} = h_{\text{bar}} \cdot \sin(\theta_{k,0}) \quad [47]$$

Successivamente, si determina la massa partecipante al cinematismo  $M^*$  considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi associati al cinematismo, come una forma modale di vibrazione (eq. C8A.4.3, Circolare 617/2009):

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i})^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2} \quad [48]$$

essendo:

- $n + m$  numero delle forze peso;
- $P_i$  le forze applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;
- $\delta_{x,i}$  lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' $i$ -esimo peso  $P_i$ .

L'accelerazione sismica spettrale  $a_0^*$  si ottiene moltiplicando per l'accelerazione di gravità il moltiplicatore  $\alpha_0$  e dividendolo per la frazione di massa partecipante al cinematismo  $M^*$ . L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo vale quindi:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* F_c} = \frac{\alpha_0 g}{e^* F_c} \quad \text{con} \quad e^* = \frac{M^* g}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} = \frac{\alpha_0 g}{F_c} \quad [49]$$

essendo:

- $e^*$  la frazione di massa partecipante della struttura (§ C8A.4.2.2., Circolare 617/2009);
- $F_c$  il Fattore di Confidenza valutato in precedenza.

Noto lo spostamento del punto di controllo  $d_k$  è possibile definire, in via approssimata, lo spostamento spettrale equivalente con riferimento agli spostamenti virtuali valutati sulla configurazione iniziale (eq. C8A.4.5, Circolare 617/2009):

$$d^* = \frac{d_k}{\Gamma} = d_k \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}} \quad [50]$$

essendo:

- $n + m$ ,  $P_i$ ,  $\delta_{x,i}$  definiti come sopra;
- $\delta_{x,k}$  lo spostamento virtuale orizzontale del punto  $k$ , assunto come riferimento per la determinazione dello spostamento  $d_k$ .

Nel caso in cui la curva presenti un andamento lineare (§C8A.4.2, Circolare 617/2009), fatto che si verifica quando le diverse azioni vengono mantenute costanti, la curva di capacità è descritta come (eq. C8A.4.6, Circolare 617/2009):

$$a^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* F_c} \left(1 - \frac{\Gamma}{d_0^*} d_k\right) = a_0^* \left(1 - \frac{d^*}{d_0^*}\right) \quad [51]$$

essendo:

- $d_0^*$  lo spostamento spettrale equivalente corrispondente allo spostamento  $d_{k,0}$ .

Nel caso in cui siano presenti le forze esterne di entità variabile, la curva è assunta lineare a tratti. La resistenza e la capacità di spostamento relativa allo Stato Limite di Danno (SLD) e Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) sono valutate sulla curva di capacità, in corrispondenza dei seguenti punti:

- **SLD**: dalla accelerazione spettrale  $a_0^*$  corrispondente all'attivazione del meccanismo di danno;
- **SLV**: dallo spostamento spettrale  $d_u^*$  corrispondente al minore fra gli spostamenti così definiti:
  - il 40% dello spostamento per cui si annulla l'accelerazione spettrale  $a^*$  valutata su una curva in cui si considerino solamente le azioni di cui è verificata la presenza fino al collasso;

- lo spostamento corrispondente a situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi della costruzione (ad esempio, sfilamento di travi), nei casi in cui questo sia valutabile.

Nel caso di meccanismi locali di collasso lo Stato Limite di Danno (SLD) corrisponde all'insorgere di fessurazioni che interessano solo una parte della struttura: nel caso di edifici esistenti in muratura, pur essendo auspicabile il soddisfacimento di questo Stato Limite, la verifica non è richiesta.

### 3.2.1. Verifiche analisi cinematica lineare

La verifica di sicurezza nei confronti dello Stato Limite di Danno è soddisfatta qualora l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo sia superiore all'accelerazione di picco della domanda sismica.

In un elemento isolato o in una porzione della costruzione appoggiata a terra la verifica è soddisfatta se l'accelerazione spettrale  $a_0^*$  che attiva il meccanismo soddisfa la seguente disuguaglianza (eq. C8A.4.8, Circolare 617/2009):

$$\text{SLD: } a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S \qquad \text{SLU: } a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q} \qquad [52]$$

essendo:

- $a_g$  la funzione della probabilità di superamento dello Stato Limite scelto e della vita di riferimento come definiti al § 3.2 delle NTC-08;
- $S$  il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
- $q$  il fattore di struttura.

Per 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 cinematismo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo. In presenza di tale configurazione deve quindi essere verificata anche la seguente disuguaglianza:

$$\text{SLD: } a_0^* \geq S_e(T_1)\psi(Z)\gamma \qquad \text{SLU: } a_0^* \geq \frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} \qquad [53]$$

essendo:

- $S_e(T_1)$  lo spettro elastico definito nel § 3.2.3.2.1 delle NTC, funzione della probabilità di superamento dello Stato Limite scelto (in questo caso 63%) e del periodo di riferimento  $VR$  come definiti al § 3.2 delle NTC, calcolato per il periodo  $T_1$ ;
- $T_1$  il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata;
- $\psi(Z)$  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 della struttura rispetto alla fondazione;
- $Z$  l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura;
- $\gamma$  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).

### 3.2.2. Verifiche analisi cinematica non-lineare

La verifica consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo  $d_u^*$  del meccanismo locale (40% dello spostamento spettrale  $d_0^*$ ) e la domanda di spostamento ottenuta dallo spettro di spostamento in corrispondenza del periodo secante  $T_s$ . Definito lo spostamento  $d_s^*$  corrispondente al 40% dello

spostamento ultimo ( $d_s^* = 0.4d_u^*$ ), si individua, sulla curva di capacità, l'accelerazione  $a_s^*$  corrispondente allo spostamento  $d_s^*$  e al periodo secante  $T_s$ :

$$a_s^* = a_0^* \left(1 - \frac{d_s^*}{d_0^*}\right) \Rightarrow T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}} \quad [54]$$

Per un elemento isolato o una porzione di costruzione appoggiata a terra, la verifica allo SLV si considera soddisfatta se (eq. C8A.4.11, Circolare 617/2009):

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = \frac{T_s^2}{4\pi^2} S_e(T_s) \quad [55]$$

essendo:

- $S_{De}$  è lo spettro di risposta elastico in spostamento definito al § 3.2.3.2.2 delle NTC.

Per una porzione di costruzione posta ad una certa quota, invece, deve essere considerato lo spettro di risposta in spostamento del moto alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo. In presenza di tale configurazione deve quindi essere verificata anche la seguente disuguaglianza (eq. C8A.4.12, Circolare 617/2009):

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \psi(Z) \gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \frac{T_s}{T_1}}} \quad [56]$$

La verifica è rappresentabile anche graficamente nel diagramma ADJR nota la curva di capacità e di domanda (Figura 3.19). La capacità è caratterizzata dai punti  $a_0^*$  e  $d_0^*$  corrispondenti rispettivamente all'intersezione con l'asse delle accelerazioni (accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo) e all'intersezione con l'asse degli spostamenti; definita la curva di capacità è nota anche la posizione di  $d_u^*$ . La domanda di spostamento corrisponde all'intersezione tra la curva della domanda con la retta passante per l'origine ed il punto corrispondente al periodo secante  $T_s$  di coordinate  $(d_s^*; a_s^*)$ .

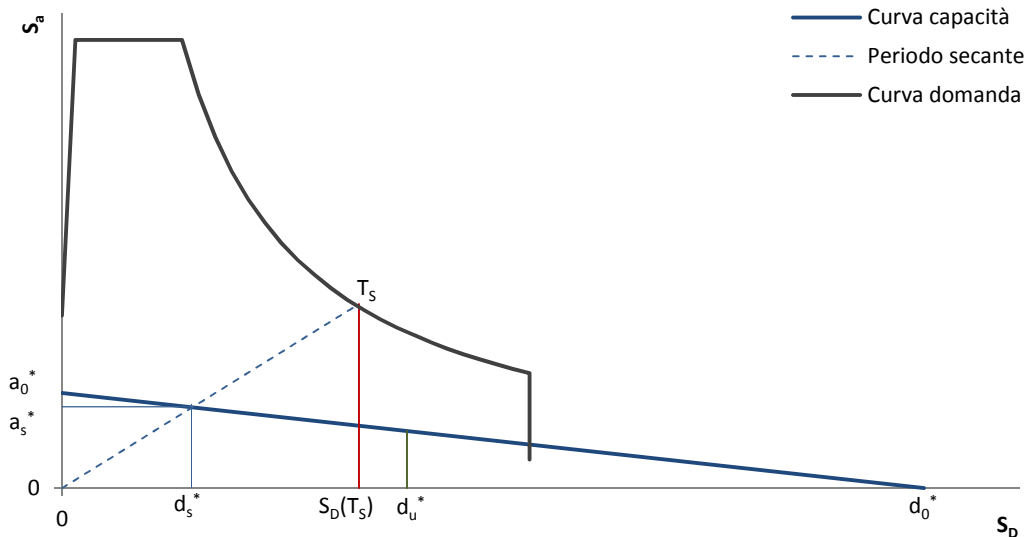


Figura 3.19: Interpretazione grafica della verifica con analisi non-lineare allo SLV, diagramma ADJR



### 3.2.3. Individuazione dei livelli di danno per l'analisi locale

La valutazione della vulnerabilità e sicurezza sismica, sia a livello locale che globale, richiede la definizione di determinati Stati Limite che consentano di descrivere i possibili livelli di danno al variare della domanda sismica: vengono solitamente definiti in funzione del parametro duttilità espresso in termini di rotazioni, di curvatura o di spostamenti. Nel caso di analisi cinematica (lineare e non-lineare) il livello di danno è principalmente legato allo spostamento dell'elemento all'evolversi del cinematismo: come riferimento viene assunto il punto di controllo in corrispondenza del baricentro delle forze verticali. Il livello di danno  $i$ -esimo dipenderà dallo spostamento della struttura fino alla perdita di stabilità. Vengono di seguito considerati due differenti intervalli di livelli di danno (Munari, 2010) (Lagomarsino, 2015) per consentire un confronto tra due possibili approcci adottabili nella valutazione della vulnerabilità sismica locale.

Il primo intervallo (Munari, 2010) considera 5 livelli di danno: espressi sia in termini di accelerazione, D0 e D1, che in termini di spostamento, da D2 a D4, considerano come riferimento i livelli di danno definiti dalla EMS98 (Tabella 3.1). I parametri considerati sono la domanda di accelerazione ( $S_a$ ) e la domanda di spostamento ( $S_d$ ) secondo l'input sismico valutato: il confronto tra questi parametri e gli intervalli fissati consente di individuare il livello di danno caratteristico di ogni singolo meccanismo di collasso.

**Tabella 3.1: Individuazione dei differenti livelli di danno per meccanismi locali di collasso (intervallo A)**

Intervallo di danno		Accelerazione/spostamento corrispondente
livello di danno 0	<b>D0</b>	$0 < S_a < 0.70a_0^*$
livello di danno 1	<b>D1</b>	$0.70a_0^* < S_a < a_0^*$
livello di danno 2	<b>D2</b>	$0 < S_d < 0.10d_0^*$
livello di danno 3	<b>D3</b>	$0.10d_0^* < S_d < 0.20d_0^*$
livello di danno 4	<b>D4</b>	$0.20d_0^* < S_d < 0.40d_0^*$
livello di danno 5	<b>D5</b>	$S_d > 0.40d_0^*$

Gli intervalli definiti fanno riferimento alla curva di capacità accelerazione-spostamento spettrale per un blocco rigido monolitico: l'evoluzione del cinematismo è descritta a partire dall'attivazione del cinematismo in corrispondenza dell'accelerazione  $a_0^*$  e fino allo spostamento ultimo  $d_u$ , corrispondente al 40% dello spostamento in cui si annulla l'accelerazione spettrale.

I primi due intervalli, in termini di accelerazione e corrispondenti a danni minori, fissano come riferimenti i valori di  $0.7a_0^*$  per il livello di danno D0 e  $a_0^*$  per il livello di danno D1. Per danni maggiori invece, espressi in termini di spostamento, sono fissati i limiti di  $0.1d_0^*$  (livello di danno D2),  $0.2d_0^*$  (livello di danno D3),  $0.4d_0^*$  (livello di danno D4); valori superiori a  $0.4d_0^*$  corrispondono al livello di danno più gravoso (D5).

Differentemente dal primo intervallo, il secondo (Lagomarsino, 2015) definisce 5 livelli di danno in termini di spostamento per un totale di 5 livelli (Tabella 3.2). In questo secondo caso lo spostamento di riferimento è quello spettrale  $d_s^*$ : i due limiti fissati corrispondono a  $0.7d_s^*$  per il livello di danno DL0 e  $d_s^*$  ( $0.4d_u^*$ ) per il livello di danno DL1 corrispondente alla accelerazione spettrale  $a_s^*$ . I successivi due livelli sono definiti in corrispondenza dei valori di  $0.25d_0^*$  (livello di danno DL2) e, analogamente al primo caso, in corrispondenza dello spostamento spettrale ultimo  $d_u^*$  che pregiudica la sicurezza strutturale (livello di danno DL4) (Tabella 3.2). In questo secondo caso la curva di capacità accelerazione-spostamento considera, nel primo tratto, un ramo elastico: la condizione di snervamento corrisponde al punto di intersezione tra il periodo secante  $T_s$  e la curva (Figura 3.20).

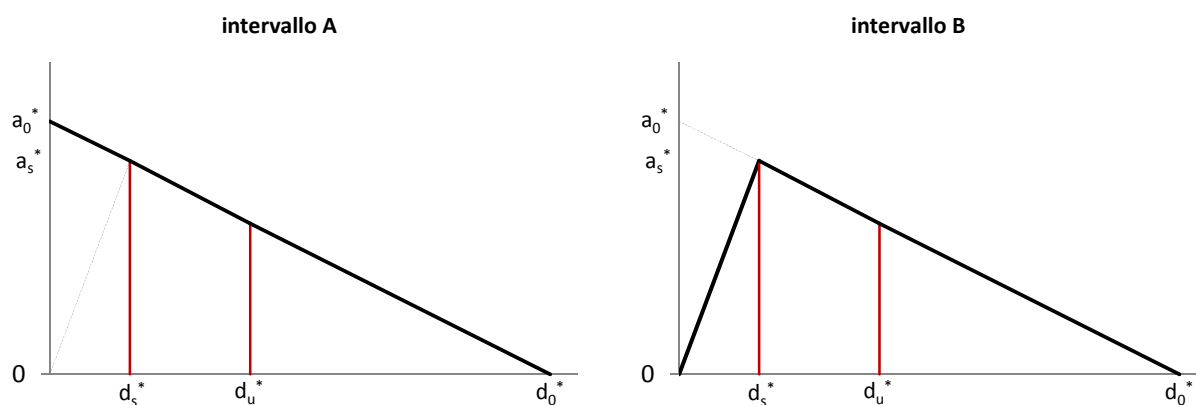


Figura 3.20: Interpretazione delle curve di capacità secondo i due intervalli A e B proposti per l'individuazione dei livelli di danno

Tabella 3.2: Individuazione dei differenti livelli di danno per meccanismi locali di collasso (intervallo B)

Intervallo di danno		Spostamento corrispondente
livello di danno 0	<b>DL0</b>	$0 < S_d < 0.70d_s^*$
livello di danno 1	<b>DL1</b>	$0.70d_s^* < S_d < d_s^* = 0.16d_0^*$
livello di danno 2	<b>DL2</b>	$d_s^* < S_d < 0.25d_0^*$
livello di danno 3	<b>DL3</b>	$0.25d_0^* < S_d < 0.40d_0^* = d_u^*$
livello di danno 4	<b>DL4</b>	$S_d > 0.40d_0^*$

Il confronto tra i due intervalli proposti risulta maggiormente significativo in corrispondenza del primo tratto della curva permettendo di valutare tra una configurazione che prende in considerazione (B) o meno (A) la presenza di un ramo elastico nella curva di capacità ed evidenziando le percentuali di edifici che subiscono un certo danno (i-esimo) per ogni meccanismo locale di collasso considerato; come domanda sismica si fa riferimento a quanto previsto dalla attuale normativa (NTC2008) per un periodo di ritorno  $T_R$  di 712 anni (classe d'uso III e vita nominale di 50 anni).

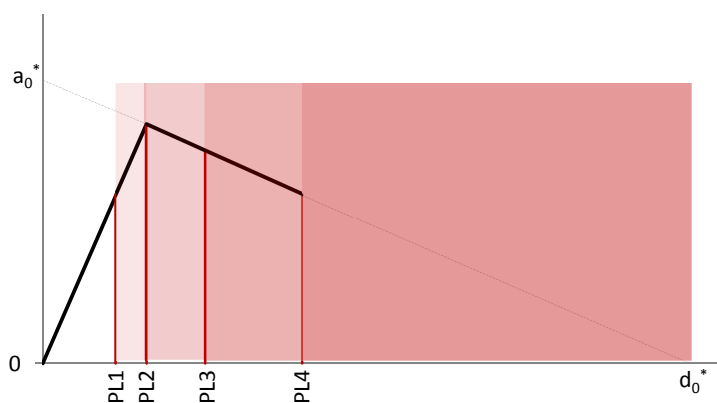


Figura 3.21: Livelli di danno previsti per il secondo intervallo proposto (B)

### 3.3. Valutazione della capacità locale

L'approccio cinematico per la valutazione dei meccanismi di collasso rappresenta uno dei metodi di analisi più importanti nella definizione della capacità sismica locale di edifici esistenti in muratura. La corretta individuazione dei macroelementi e della loro possibile evoluzione come cinematismo, in presenza di eventi sismici, richiede una adeguata conoscenza delle caratteristiche strutturali e costruttive degli edifici. Per consentire di esprimere un idoneo giudizio sulla sicurezza, l'attenzione è stata posta sugli aspetti considerati più vulnerabili (§3.1): le caratteristiche degli elementi verticali, la tipologia ed incidenza degli orizzontamenti (come la qualità ed efficacia del collegamento con le pareti) e la presenza di ulteriori elementi di contenimento (ammorsamenti murari e cordoli). Questi ultimi incidono in modo determinante nella risposta sismica degli edifici, sia a livello globale che locale, rientrando in interventi eseguiti nel corso dell'evoluzione e modernizzazione dell'edilizia storica: un esempio frequentemente rilevato è dato dalla sostituzione degli orizzontamenti lignei, leggeri e deformabili, con solai più rigidi e pesanti in laterocemento e l'inserimento di cordoli (armati e non) in breccia. Tale aspetto evidenzia l'importanza della conoscenza, della definizione del dettaglio costruttivo e delle caratteristiche strutturali dei manufatti: al fine di ottenere una definizione realistica sul giudizio di vulnerabilità sono stati analizzati differenti manufatti rappresentativi delle tipologie di strutture in muratura presenti ed appartenenti al vasto patrimonio edilizio dell'Università di Padova (Fava et al., 2015).

Tabella 3.3: Parametri e variabili prevalenti identificate per le tipologie edilizie rilevate

CLASSI EDILIZIE IDENTIFICATE	
PARAMETRI	VARIABILI
Numero di piani	1 – 2 – 3 – 4 piani variazione altezza interpiano
Tipologia elementi verticali	mattoni pieni e malta di calce
Spessore elementi verticali	2 (25-37.5cm) teste 3 (37.5-50 cm) teste 4 (50-62.5 cm) teste
Tipologia elementi orizzontali	solaio in laterocemento/soletta c.a. solaio ligneo copertura in laterocemento copertura lignea
Presenza elementi di contenimento	cordolo in breccia/ a tutto spessore ammorsamento trasversale efficace

Le informazioni raccolte nel corso della campagna speditiva tramite schedatura (§2.4), rappresentano la base di dati preliminare per l'individuazione delle classi tipologiche presenti: le informazioni risultanti hanno permesso di individuare degli edifici rappresentativi dell'intero costruito (opere master) su cui approfondire le valutazioni di vulnerabilità sia a livello locale che globale.

Per quanto riguarda le analisi a livello locale l'attenzione è stata posta approfondendo la valutazione dei parametri e dettagli costruttivi ricorrenti che possono influenzare ogni singola struttura muraria favorendo o meno determinate modalità di danno (vulnerabilità):

- **tipologia degli elementi verticali:** mattoni pieni e malta di calce per tutte le tipologie secondo i parametri indicati nella normativa (§ C8A.2 Circolare 617/2009);
- **numero di piani:** da 1 a 4 piani con altezza di interpiano variabile;
- **spessore degli elementi verticali:** variabile in spessori di 2 teste (25-37.5 cm), 3 teste (37.5-50 cm) e 4 teste (50-62.5 cm);

- **tipologia degli elementi (strutturali) orizzontali:** sia a livello intermedio che a livello di copertura e differenziati in leggeri (struttura lignea) o pesanti (strutture in laterocemento o in soletta in c.a.);
- **presenza di elementi di contenimento:** sia a livello di collegamento orizzontale (presenza o meno di cordolo in breccia o a tutto spessore) che a livello di collegamento verticale (efficacia o meno dell'ammorsamento trasversale).

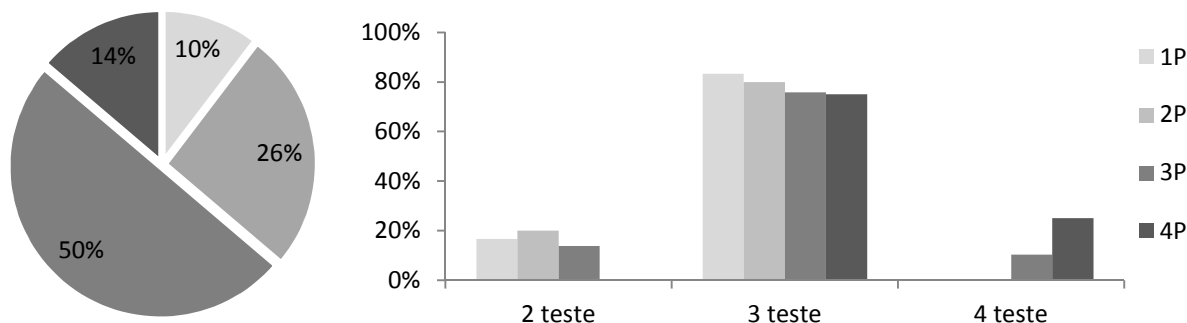
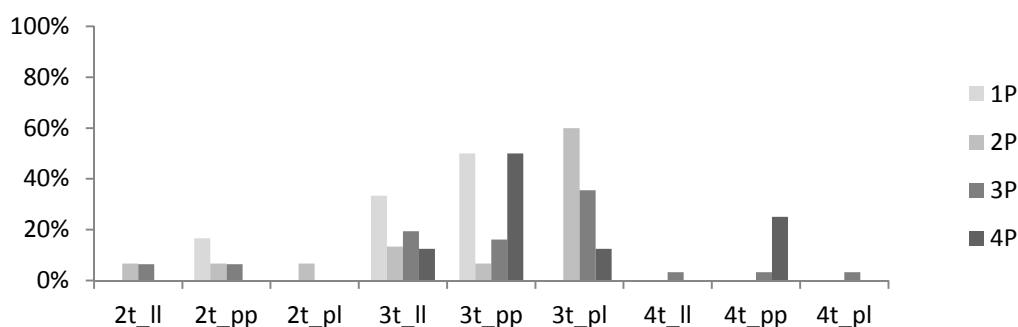


Figura 3.22: Caratteristiche del campione di edifici rilevati per numero di piani e spessore delle murature



ll: leggeri intermedi ed in copertura - pp: pesanti intermedi ed in copertura - pl: pesanti intermedi e leggeri in copertura

Figura 3.23: Caratteristiche del campione di edifici rilevati per numero di piani, tipologia degli orizzontamenti (intermedi e copertura) e spessore delle murature(2-3-4t)

Gli edifici opere mater di riferimento presentano un insediamento sia di tipo isolato (43%) che in aggregato (57%); per quanto riguarda l'epoca costruttiva la maggioranza degli edifici (oltre il 65%) risulta costruito precedentemente al 1919, mentre presentano percentuali inferiori quelli costruiti nel periodo antecedente al 1945 (26%) e successivi al secondo dopoguerra (5%).

A livello geometrico (Figura 3.22, Figura 3.23) gli edifici si differenziano con uno sviluppo su 1 (10%), 2 (14%), 3 (50%) e 4 (26%) piani, e uno spessore medio delle pareti di 2 (in media 14%), 3 (78%) e 4 (9%) teste. Strutturalmente, inoltre, sono prevalenti (44%) edifici con strutture orizzontali pesanti (laterocemento/soletta in c.a.) nei piani intermedi e leggere (legno) in copertura.

Dalla valutazione dei parametri e delle variabili ricorrenti e caratterizzanti le diverse tipologie edilizie sono stati individuati i modelli cinematici da analizzare: compatibili con le condizioni di vincolo identificate rappresentano le possibili evoluzioni di danno manifestabili per effetti locali.

La prima schematizzazione (Tabella 3.4) identifica l'analisi di meccanismi di ribaltamento e flessione semplice non tenendo in considerazione la possibile influenza di forze di contenimento:

- **ribaltamento semplice (RS)** di parete monolitica semplicemente appoggiata al muro ortogonale con diverse altimetrie (da 1 a 4 piani), spessori murari (da 2 a 4 teste) e tipologie di orizzontamento. Questo cinematisma rappresenta il caso più vulnerabile tra quelli valutati non considerando alcuna forza di contenimento sia in corrispondenza delle connessioni verticali che degli orizzontamenti, e tenendo solamente in considerazione, come forze in gioco, la presenza dei pesi propri delle pareti e dei carichi portati (orizzontamenti intermedi e copertura);

- **flessione semplice** (FS) di parete con sviluppo su un piano o due piani e, in quest'ultimo caso, rottura localizzata in corrispondenza dell'orizzontamento intermedio.

Tali cinematici, pur rappresentando delle schematizzazioni in configurazioni a favore di sicurezza, risultano di fondamentale importanza come prima stima sul possibile scenario di danno. Il Livello di Conoscenza (LC) raggiunto in prima analisi, infatti, non sempre consente di identificare la reale configurazione presente (dettaglio costruttivo) nei singoli edifici sia per quanto riguarda le tecniche costruttive adottate (storicità dei manufatti) sia per l'influenza di possibili interventi ed evoluzioni subite. In altri casi, invece, laddove è stato possibile approfondire il Livello di Conoscenza i meccanismi di ribaltamento e flessione semplici individuati si sono configurati come compatibili e realistici.

**Tabella 3.4: Meccanismi di ribaltamento e flessione semplice considerati**

codice	numero piani	spessore	orizzontamenti
RS_1/2/3p	1 – 2 – 3 piani	2 – 3 – 4 teste	legno o laterocemento/soletta c.a.
RS_4p	4 piani		laterocemento/soletta c.a.
FS_1p	1 piano		laterocemento/soletta c.a.
FS_2p	2 piani		laterocemento/soletta c.a.

Per considerare anche la possibile influenza di forze di contenimento efficace (Tabella 3.5), sono state prese in considerazioni ulteriori configurazioni di vincolo per i meccanismi:

- ribaltamento con **formazione di cuneo** (RCu) sulla parete di controvento di parete monolitica per configurazioni ad 1 piano (Aorio, 1999);
- ribaltamento con **cordolo a tutto spessore** (RCo) per configurazioni ad 1 piano (Giuffrè e Carrocci, 1999);
- ribaltamento con contenimento dovuto ad **ammorsamento trasversale** (RAm) considerando la resistenza statica della parete a tessitura regolare in presenza di attrito (de Buhan e de Felice, et al. 1997);
- ribaltamento con **cordolo in breccia** (RCoB) per configurazioni da 1 a 4 piani.

Per i meccanismi che considerano la presenza del cordolo è stato considerato come coefficiente di compenetrazione, rapporto spessore cordolo - spessore parete, 0.5 per quello in breccia e 1 per quello a tutto spessore. Il valore della forza di contenimento viene valutato moltiplicando il coefficiente di attrito cordolo-muratura ( $\mu_i$ ) per la sommatoria dei carichi superiori; in via cautelativa e in riferimento a studi effettuati in occasione di precedenti eventi sismici (Faccioli e Pessina, 1999)  $\mu_i$  viene fissato ad un valore pari a 0.4.

Per quanto riguarda l'evoluzione dei cinematici che considerano come elementi di contrasto la presenza di cordolo in breccia o ammorsamento, è stata presa in considerazione la graduale mancanza di efficacia delle forze di contenimento una volta superato lo spostamento di appoggio massimo di piano.

**Tabella 3.5: Meccanismi di ribaltamento con contenimento considerati**

codice	numero piani	spessore	orizzontamenti
RCu_1p	1 con cuneo	2 – 3 – 4 teste	laterocemento/soletta c.a.
RCo_1p	1 con cordolo su tutto spessore		
RCoB_1/2/3/4p	1 – 2 – 3 – 4 con cordolo in breccia		
RAm_1/2/3/4p	1 – 2 – 3 – 4 con ammorsamento		

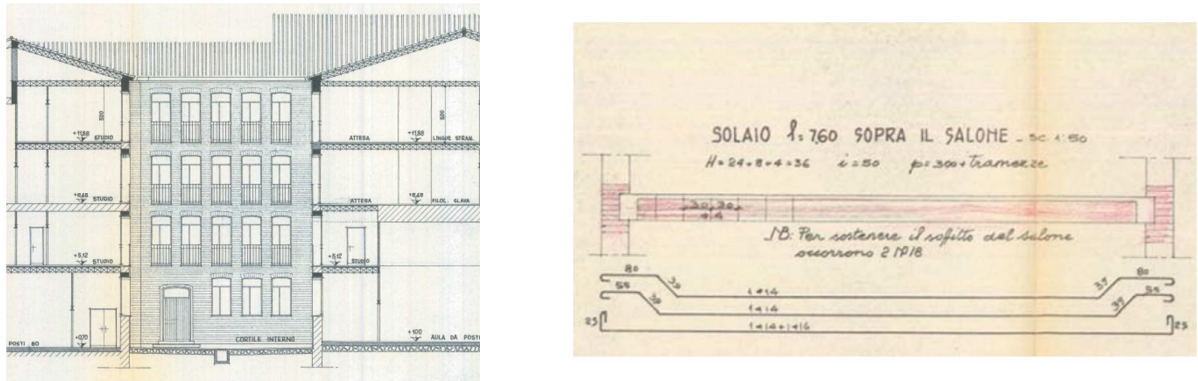


Figura 3.24: Esempio di configurazione con cordolo a tutto spessore (sinistra) ed in breccia (destra): Palazzo Del Capitano

Il primo passo nella valutazione della vulnerabilità sismica locale ha previsto l'individuazione dei coefficienti di attivazione  $\alpha_0$  dei singoli cinematismi: il moltiplicatore dei carichi orizzontali che porta alla perdita di equilibrio del sistema (innesco del cinematismo) è stato definito mediante l'applicazione del PLV o la condizione di equilibrio tra il momento ribaltante  $M_R$  ed il momento stabilizzante  $M_S$ .

Dall'analisi dell'evoluzione dei cinematismi (Figura 3.25) si evidenzia come il valore del coefficiente  $\alpha_0$  risulta minore per quelli di ribaltamento semplice: tali meccanismi, per strisce verticali di muratura che non considerano l'influenza di forze di contenimento, presentano valori molto più bassi rispetto alle restanti configurazioni; inoltre, il coefficiente  $\alpha_0$  presenta valori decrescenti al crescere del numero di piani passando da un valore di 0.075, per il ribaltamento semplice di una parete ad un piano, ad un valore di 0.021, per quello di una parete a quattro piani. I coefficienti, presentando mediamente valori confrontabili, non sono stati differenziati rispetto alla tipologia di orizzontamento e spessore delle pareti. Per i meccanismi a flessione, sia per una parete ad un piano che a due piani, i valori risultano superiori e rispettivamente di 0.571 e 0.218.

Diversamente, invece, per i meccanismi che considerano la presenza di forze di contenimento dove i valori di attivazione  $\alpha_0$  risultano nettamente superiori: la presenza di cordolo in breccia evidenzia un aumento del coefficiente di attivazione all'aumentare del numero di piani (aumentano di conseguenza le forze di contrasto) passando da un valore di 0.344 per la configurazione di una parete ad un piano ad un valore di 0.715 per quella di una parete a quattro piani. Pur presentando valori di  $\alpha_0$  elevati (in media 0.175) i meccanismi che considerano l'ammorsamento trasversale efficace non evidenziano variazioni sostanziali al variare del numero di piani. Il valore del coefficiente  $\alpha_0$  maggiore, 0.768, è identificato per il meccanismo di una parete ad un piano trattenuta da cordolo a tutto spessore.

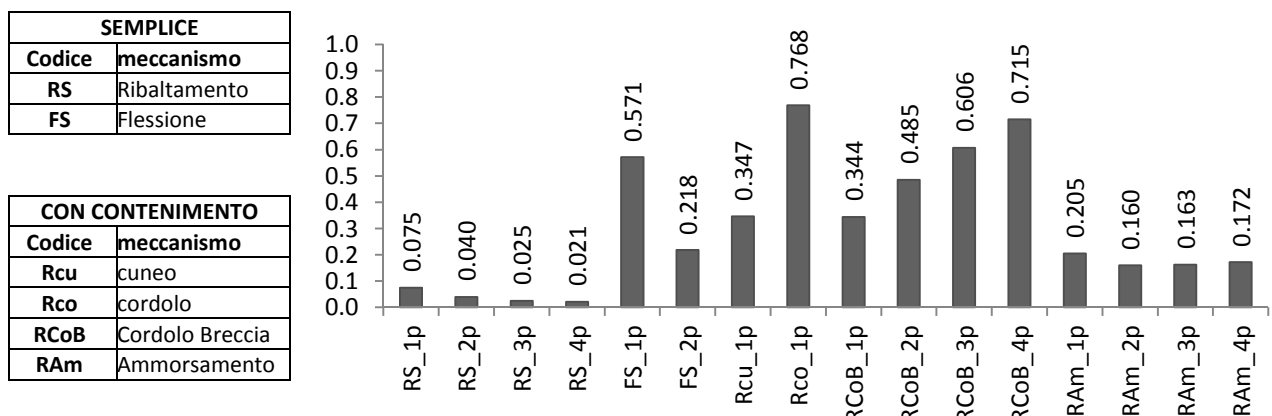


Figura 3.25: Valore medio dei coefficienti di attivazione  $\alpha_0$  dei meccanismi analizzati

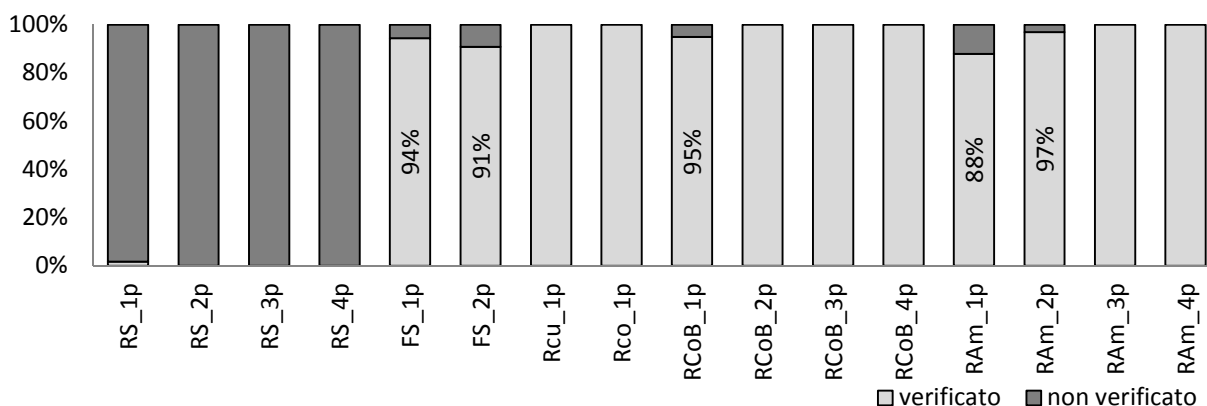
Un ulteriore confronto svolto riguarda i valori dei coefficienti  $\alpha_0$  differenziati, all'interno della tipologia di cinematismi di ribaltamento e flessione semplice, al variare dello spessore della muratura da 2 a 4 teste (Tabella 3.6).

**Tabella 3.6: Valore medio dei coefficienti di attivazione  $\alpha_0$  e dell'accelerazione spettrale di attivazione  $a_0^*$  dei meccanismi analizzati al variare dello spessore murario**

	coefficiente attivazione meccanismo $\alpha_0$			accelerazione spettrale di attivazione $a_0^*$		
	2t	3t	4t	2t	3t	4t
RS_1p (p)	0.065	0.081	0.077	0.566	0.603	0.631
RS_1p (l)	0.072	0.075	0.093	0.605	0.673	0.794
RS_2p (p)	0.039	0.038	0.037	0.373	0.386	0.393
RS_2p (l)	0.043	-	-	0.425	-	-
RS_3p (p)	0.022	0.025	0.028	0.216	0.289	0.338
RS_3p (l)	0.025	-	-	0.248	-	-
RS_4p (p)	0.017	0.017	0.025	0.163	0.252	0.288
FS_2p	0.196	0.220	0.245	1.481	2.060	2.576

Un volta individuato il coefficiente di attivazione delle singole tipologie di orizzontamenti sono state condotte le verifiche di sicurezza mediante analisi cinematiche lineari e non lineari per lo SLV. La domanda sismica è stata individuata secondo le attuali indicazioni normative (NTC2008) riferite alla città di Padova: accelerazioni di PGA pari 0.099g e corrispondente ad un periodo di ritorno  $T_R$  di 712 anni (con riferimento ad una vita nominale di 50 anni e una classe d'uso III). Per quanto riguarda la caratterizzazione del sottosuolo, in base alle informazioni raccolte, è stata considerata per tutti i complessi la categoria C.

L'esito delle analisi cinematiche lineari allo SLV (Figura 3.26), per tutte le pareti e meccanismi considerati, evidenzia come l'influenza delle forze di contenimento consentano, nella maggioranza dei casi, il soddisfacimento delle verifiche già in fase lineare non implicando, quindi, l'attivazione del cinematismo; risultano verificati, con percentuali di poco inferiori all'unità, i meccanismi di pareti e forze di contenimento ad uno (95% con cordolo in breccia ed 88% con ammorsamento) e due piani (97% con ammorsamento), e i meccanismi di flessione semplice ad uno (94%) e due (91%) piani.



**Figura 3.26: Risultato delle verifiche lineari di sicurezza allo SLV dei meccanismi analizzati**

Diversamente per i meccanismi di ribaltamento semplice dove per tutte le configurazioni geometriche (da 1 a 4 piani) le verifiche lineari non risultano soddisfatte.



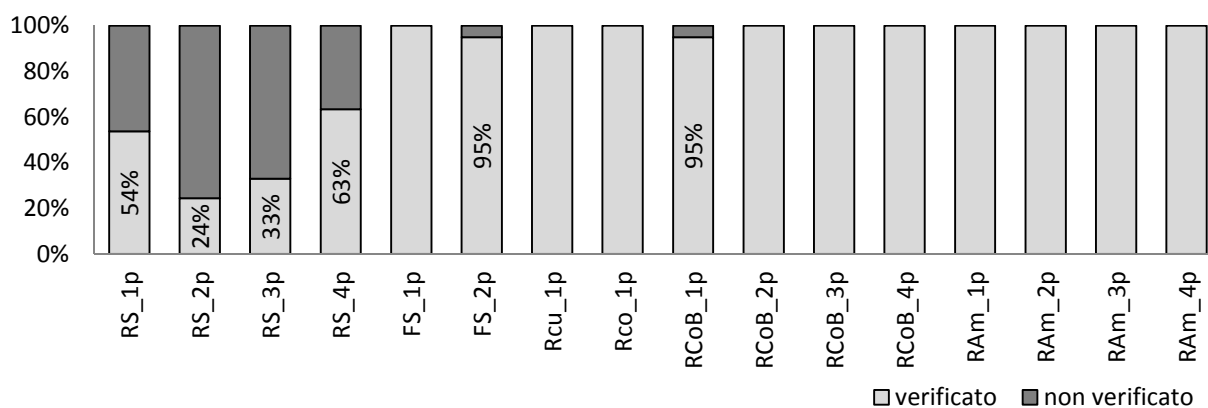


Figura 3.27: Risultato delle verifiche non lineari di sicurezza allo SLV dei meccanismi analizzati

La valutazione dell'evoluzione dei cinematismi considerati, con la definizione delle curve di capacità, ha permesso di condurre le verifiche cinematiche anche in campo non-lineare tenendo in considerazione le risorse che si attivano dopo l'apertura delle lesioni (superamento della fase lineare).

L'esito delle verifiche (Figura 3.27) evidenzia l'elevata vulnerabilità della configurazione di meccanismi di ribaltamento semplice presentando mediamente basse percentuali di soddisfacimento: rispettivamente passando da una configurazione da 1 a 4 piani le percentuali di non soddisfacimento risultano 54%, 24%, 33% e 63%.

In riferimento alle restanti configurazioni, sia di flessione semplice che considerando la presenza di forze di contenimento, le verifiche non lineari presentano percentuali di soddisfacimento superiore al 95%.

Il confronto tra configurazioni differenti ha evidenziato, sia in termini di spostamenti che di attivazione dei cinematismi, l'importante influenza (se presenti ed efficaci) delle forze di contenimento al manifestarsi ed evolversi del meccanismo di danno. L'individuazione della reale e corretta configurazione strutturale, quindi, evidenzia il ruolo fondamentale della conoscenza sul manufatto.

Per questo motivo si è ritenuto opportuno approfondire le valutazioni dei meccanismi locali di collasso con la finalità di descrivere i diversi possibili scenari manifestabili, in termini di vulnerabilità, secondo le tipologie e le informazioni raccolte nel campione di edifici analizzati.

### 3.3.1. Costruzione delle curve di capacità

L'approfondimento delle analisi dei meccanismi locali di collasso parte prendendo in considerazione le curve di capacità ottenute dalle differenti configurazioni al variare del parametro spessore della muratura all'interno delle stesse. Una prima importante osservazione, infatti, deriva dal confronto, per il medesimo cinematismo, dell'andamento delle varie "famiglie" di curve al variare dello spessore (considerato a 2, 3 e 4 teste).

Dal confronto tra le curve di capacità è risultato evidente come lo spessore della muratura risulti una variabile maggiormente influente nei cinematismi "semplici" rispetto a quelli che considerano la presenza di forze di contenimento (Figura 3.28). In questi ultimi, infatti, pur variando lo spessore murario le curve presentano un andamento tra loro confrontabile: in questo caso il contributo offerto dall'elemento di contenimento (cordolo e/o ammorsamento) risulta maggiormente influente, ai fini della capacità, rispetto allo spessore murario (Figura 3.29).

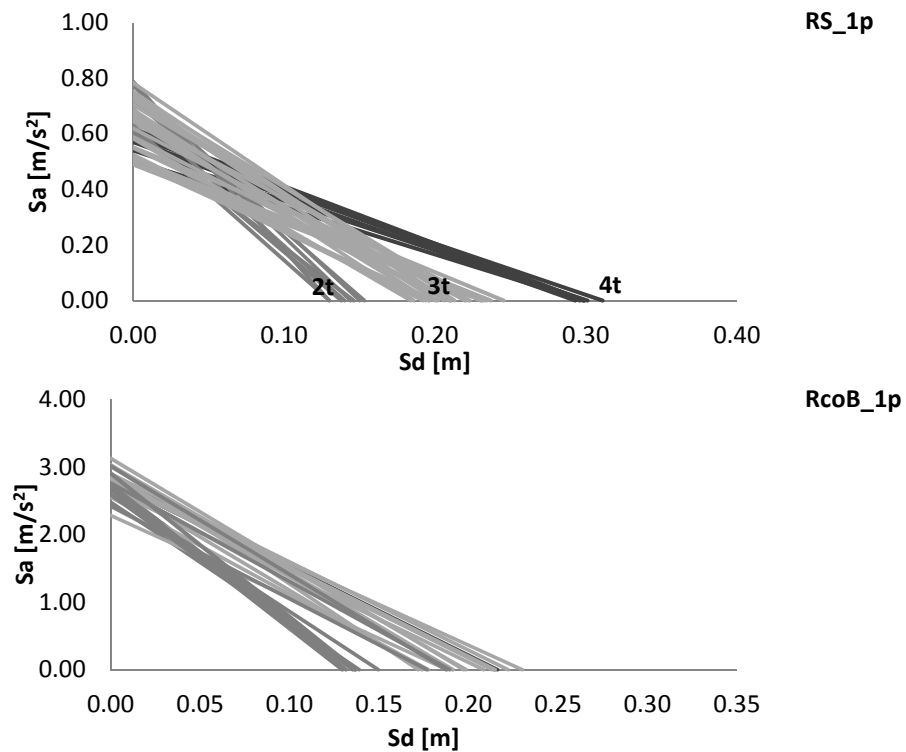


Figura 3.28: Curve di capacità a confronto al variare dello spessore della muratura (2, 3 e 4 teste): RS\_1p) meccanismo di ribaltamento semplice di una parete ad un piano, orizzontamento pesante, RcoB\_1p) meccanismo di ribaltamento di una parete ad un piano, orizzontamento pesante

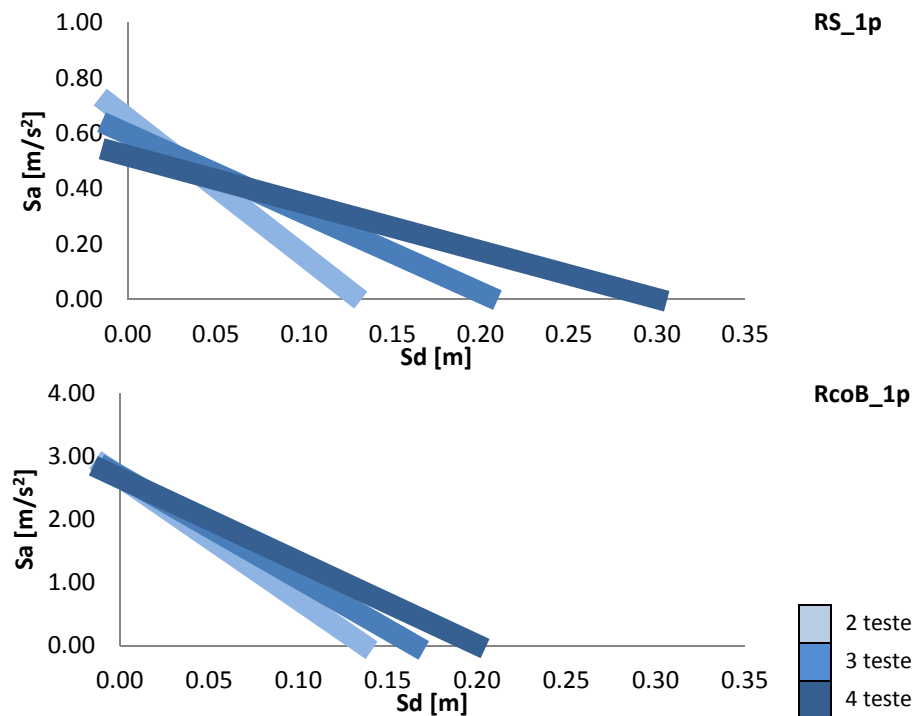


Figura 3.29: Curve di capacità al variare dello spessore della muratura (2, 3 e 4 teste): confronto tra RS\_1p e RcoB\_1p

Dal confronto tra le differenti analisi cinematiche svolte ed in riferimento ai differenti parametri/variabili considerati più influenti nella capacità dei macroelementi sono state ridefinite, rispetto a quelle inizialmente ipotizzate (Tabella 3.4 e Tabella 3.5) e secondo la disponibilità di un numero significativo di elementi analizzati, le tipologie di meccanismi adottate (Tabella 3.7) per la valutazione sismica finale e la creazione di scenari di danno:

- **ribaltamento (RS)** e **flessione (FS)** semplice differenziando le curve per numero di piani (da 1 a 4) e per lo spessore delle pareti (da due a quattro teste) in presenza di orizzontamenti pesanti;
- **ribaltamento semplice (RS)** differenziando le curve per numero di piani in presenza di orizzontamenti leggeri;
- **ribaltamento con cordolo in breccia (RCoB)** di contenimento differenziando le curve per numero di piani;
- **ribaltamento con formazione di cuneo (RCu)** o **cordolo a tutto spessore (RCo)** per un piano;
- **ribaltamento con ammorsamento trasversale (RAm)** unificando le curve per numero di piani.

Tabella 3.7: Meccanismi di danno adottati nella valutazione finale della vulnerabilità sismica

	numero piani	spessore	orizzontamenti
RS	1p – 2p – 3p – 4p	2t – 3t – 4t	laterocemento/soletta c.a.
	1p	2t – 3t	legno
	2p – 3p	unificato	legno
FS	2p	2t – 3t – 4t	laterocemento/soletta c.a.
RCu	1p	unificato	laterocemento/soletta c.a.
RCo			
RCoB			
RAm	1p - 2p - 3p - 4p		

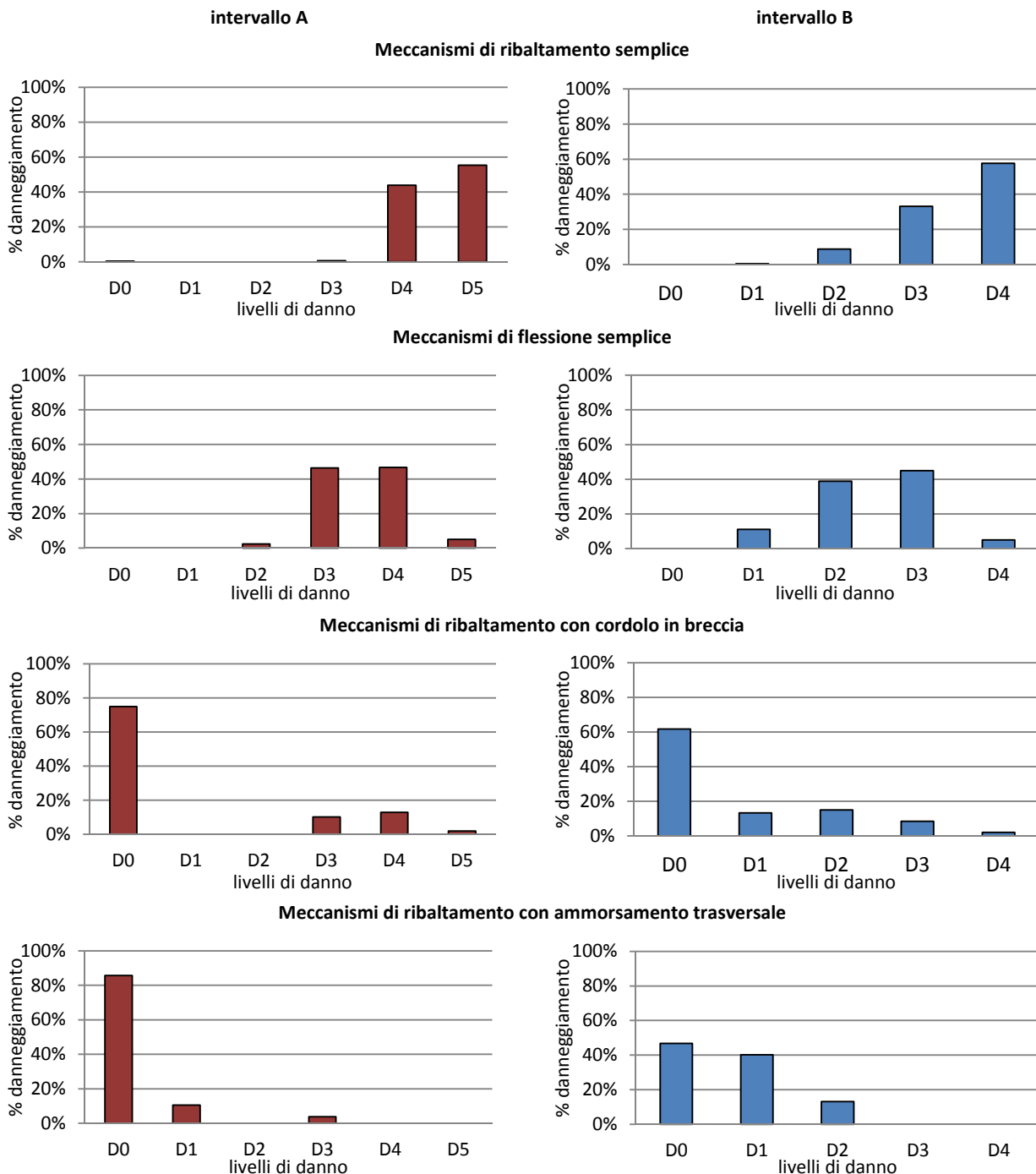
### 3.3.2. Valutazione e confronto tra i livelli di danno adottati nell'analisi locale

Il primo passo condotto nella valutazione della vulnerabilità sismica ha previsto la valutazione dei livelli di danno secondo i due intervalli definiti nel §3.2.3. Per ognuno dei meccanismi di collasso considerati (Tabella 3.7) sono stati determinati degli istogrammi che riportano le percentuali di edifici che subiscono un certo grado di danno: pur presentando un numero di livelli differente (5 per A e 4 per B) il confronto è comunque risultato importante consentendo di individuare l'intervallo più idoneo da adottare per la successiva fase di elaborazione degli scenari di danno.

In prima analisi saranno proposti i risultati per i meccanismi di collasso locale raggruppati in quattro tipologie principali: ribaltamento semplice (RS), flessione semplice (FS) ribaltamento con cordolo in breccia (RCoB) e ribaltamento con ammorsamento trasversale (RAm).

Dalla distribuzione delle percentuali di danno (Figura 3.30) si evidenzia come la configurazione di ribaltamento semplice di pareti presenta elevate percentuali di eccedenza di danno per entrambi gli intervalli adottati. Questo meccanismo, che considera la parete come un elemento monolitico, semplicemente appoggiato e indipendente dalla struttura restante, descrive una configurazione fortemente a favore di sicurezza: pur essendo frequenti, soprattutto nell'edilizia storica, connessioni inadeguate o limitate tra le murature, la definizione della reale configurazione presente dovrà necessariamente prevedere un'approfondita fase conoscitiva (qualità dei materiali e dettaglio costruttivo nelle connessioni verticali e orizzontali).

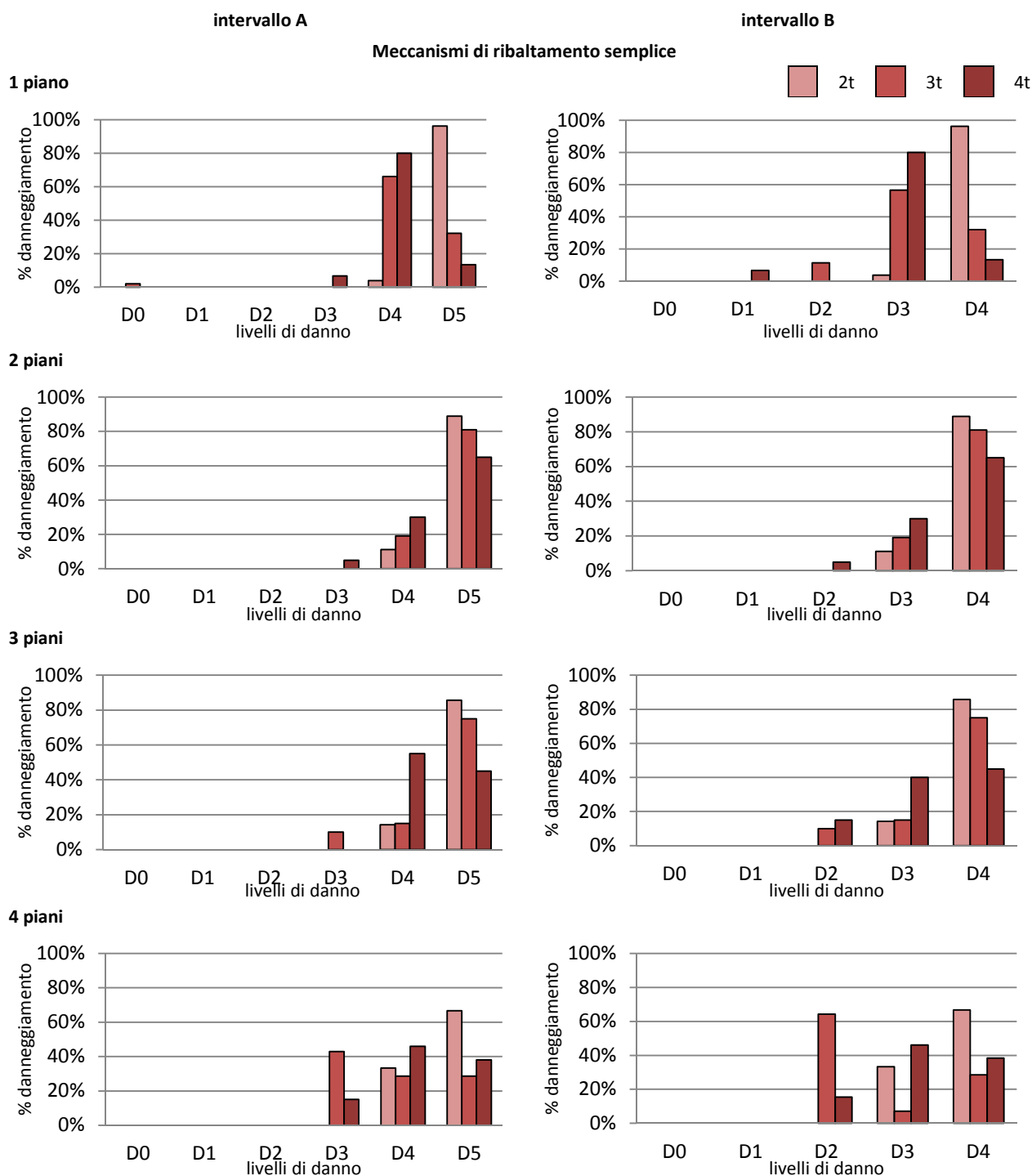
Per quanto riguarda i meccanismi di flessione semplice le distribuzioni evidenziano una vulnerabilità inferiore rispetto al precedente caso: i livelli di danno raggiunti presentano comunque percentuali elevate in corrispondenza degli intervalli intermedi; sono inoltre presenti, ma con percentuali di molto inferiori, anche danni eccedenti l'ultimo livello fissato (requisito di soddisfacimento delle verifiche allo SLV secondo NTC2008).



**Figura 3.30: Individuazione dei livelli di danno secondo le tipologie di meccanismi principali considerati ed in riferimento ad una domanda sismica riferita alla città di Padova con  $T_R=712$  anni (SLV)**

Nell'ipotesi di configurazione che consideri la presenza di forze di contenimento (Figura 3.30), sia trasversale che orizzontale, le percentuali di danneggiamento per entrambi gli intervalli considerati evidenziano uno scenario che descrive in modo più realistico il comportamento degli edifici esistenti in muratura. Le forze di contenimento agiscono in contrasto all'attivazione ed evoluzione del cinematismo di ribaltamento di I modo diminuendo sensibilmente la vulnerabilità e limitandone il livello di danno atteso. Dal confronto tra i due intervalli selezionati si evidenzia come il secondo (B) presenti una distribuzione più cautelativa rispetto al primo (A): quest'ultimo, infatti, presenta per il primo intervallo D0 di danno lieve e/o nullo, percentuali nettamente superiori.

A seguito di questo primo confronto si è ritenuto opportuno approfondire le tipologie di meccanismi locali di collasso differenziandole secondo i parametri e le variabili prevalenti identificate nel corso della fase conoscitiva condotta (§2.4) e caratterizzanti il costruito analizzato.



**Figura 3.31: Individuazione dei livelli di danno per il meccanismo di ribaltamento semplice e orizzontamento pesante al variare del numero di piani e spessore delle pareti (SLV)**

Confrontando gli scenari caratterizzanti i cinematismi di ribaltamento semplice (Figura 3.31 e Figura 3.32), per entrambi gli intervalli adottati, si osserva come le percentuali dei diversi livelli di danno risentano dell'influenza dei parametri numero di piani e spessore della parete, e si attestino in corrispondenza dei livelli di danneggiamento più gravi. Come riscontrato anche nel corso delle verifiche cinematiche non lineari, la vulnerabilità (intesa come percentuale di danneggiamento)

diminuisce all'aumentare dello spessore delle pareti presentando percentuali significative anche in corrispondenza dei livelli di danno inferiori; si osservano inoltre sensibili variazioni delle percentuali al variare del numero di piani della parete in particolare nel caso di configurazione su 4 piani.

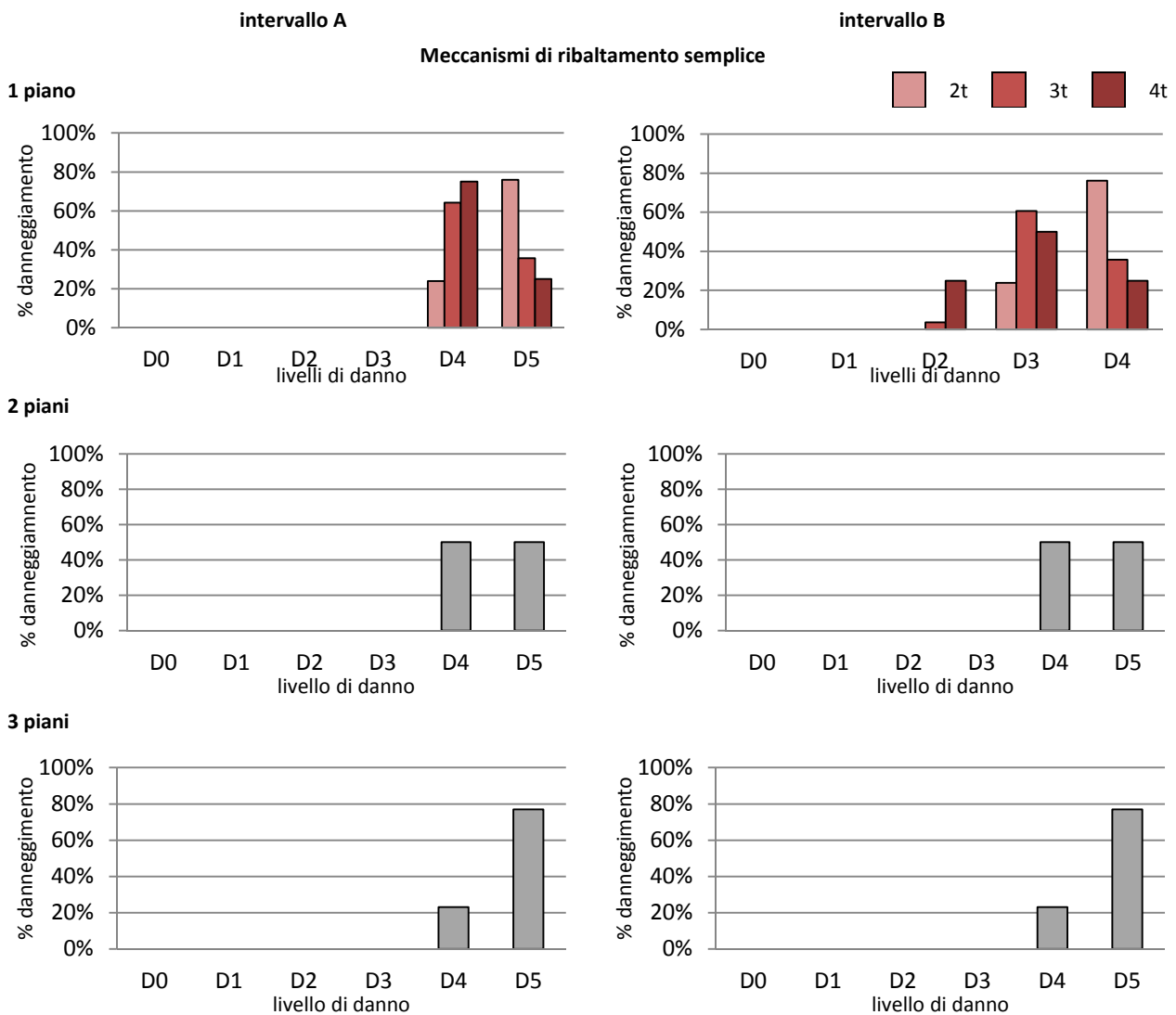


Figura 3.32: Individuazione dei livelli di danno per il meccanismo di ribaltamento semplice e orizzontamento leggero al variare del numero di piani e dello spessore delle pareti (SLV)

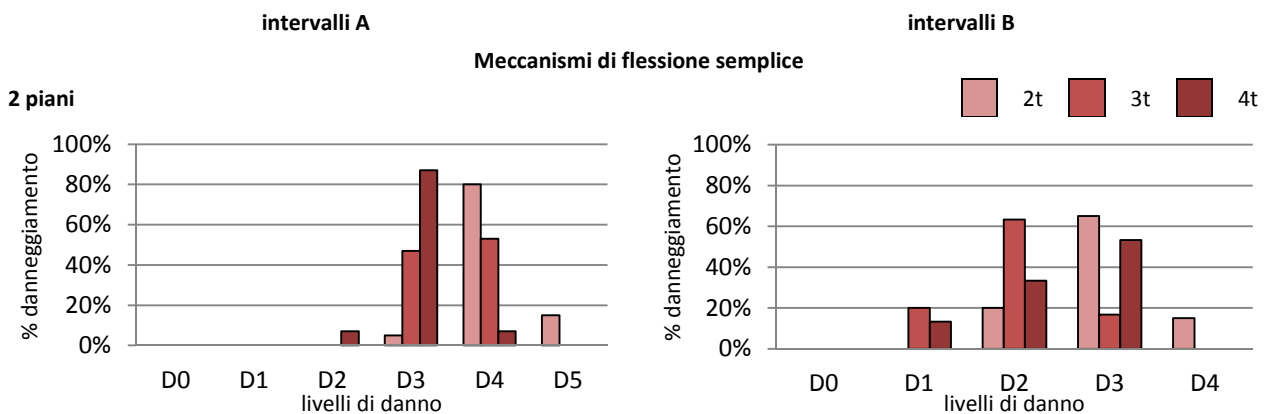
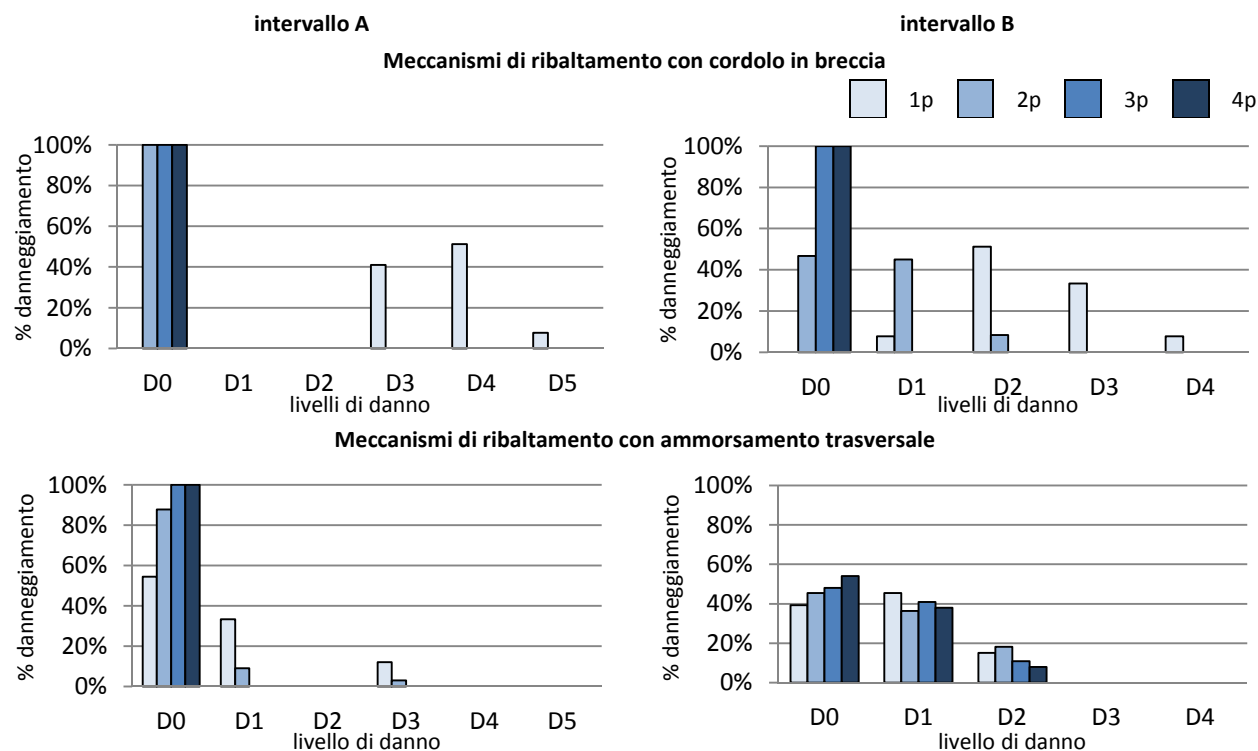


Figura 3.33: Individuazione dei livelli di danno per il meccanismo di flessione semplice dello spessore delle pareti (SLV)

Analoghe osservazioni possono essere fatte considerando il meccanismo di flessione semplice (Figura 3.33): l'influenza dello spessore della parete risulta evidente in particolare nel primo intervallo adottato (A).

Vengono infine presentate le distribuzioni ottenute per i meccanismi locali di collasso che considerano la presenza di forze di contenimento (Figura 3.34): in questo caso l'influenza dello sviluppo altimetrico, tranne che per la configurazione ad un solo piano, risulta meno evidente rispetto ai precedenti meccanismi. In questo caso il primo intervallo (A) presenta un andamento dei livelli di danno mediamente meno gravoso: nella maggioranza dei casi la quasi totalità del danno si attesta nel livello D0 corrispondente alla non attivazione del cinematismo.



**Figura 3.34: Individuazione dei livelli di danno per i meccanismi di ribaltamento che considerano forze di contenimento al variare del numero di piani (SLV)**

Il confronto fino ad ora proposto ha permesso di definire i possibili scenari di danno, espressi in termini di percentuale di danneggiamento, secondo due differenti intervalli di livelli di danno. L'esito delle analisi per tutti i cinatismi considerati, sia valutati per macro tipologie (ribaltamenti e flessioni semplici, o con forze di contenimento) che tenendo in considerazioni le possibili variabili dei parametri in gioco, ha evidenziato un andamento confrontabile tra i due approcci adottati: la principale differenza riguarda la definizione dei livelli di danno minori, in particolare D0 e D1. Nonostante questo, con la finalità di approfondire la valutazione della vulnerabilità, si è ritenuto opportuno adottare nelle successive elaborazioni i secondi intervalli proposti (B, Tabella 3.2): in questo caso la curva di capacità che descrive l'evoluzione del cinematismo, dalla sua attivazione fino al collasso, prevede nel primo tratto un ramo elastico.

L'approfondimento condotto ha previsto la costruzione di curve di fragilità attraverso metodi analitici per la valutazione della vulnerabilità sismica e la definizione di scenari di danno in funzione della variabile domanda sismica.



### 3.4. Osservazioni conclusive sull'analisi del comportamento locale

La valutazione del comportamento locale ha previsto analisi cinematiche per meccanismi di collasso svolte con riferimento alle opere master individuate per il patrimonio edilizio analizzato: la fase conoscitiva condotta ha permesso di ottenere un ampio database di informazioni rappresentative del costruito consentendo la valutazione della vulnerabilità sismica locale. I parametri rilevati più significativi interessano aspetti di tipo geometrico (dimensione del macroelemento, n° di piani, spessore delle pareti) e strutturale (tipologia delle strutture verticali/orizzontali e loro iterazioni): le analisi sono state svolte al variare di tali parametri su diverse configurazioni evidenziando gli aspetti che risultano maggiormente influenti e vulnerabili nella risposta sismica locale.

I risultati ottenuti hanno evidenziato l'estrema importanza della conoscenza della reale configurazione (dettaglio costruttivo): lo spessore delle pareti, le modalità e l'efficacia tra i collegamenti degli elementi orizzontali ed in corrispondenza degli orizzontamenti sono risultati parametri fondamentali nella risposta e nel comportamento fuori piano dei macroelementi. Le valutazioni dei cinematismi come ribaltamenti semplici (parete libera) hanno evidenziato delle configurazioni estremamente vulnerabili e cautelative: quelle che considerano forze di contenimento risultano, infatti, maggiormente corrispondenti ad una configurazione reale.

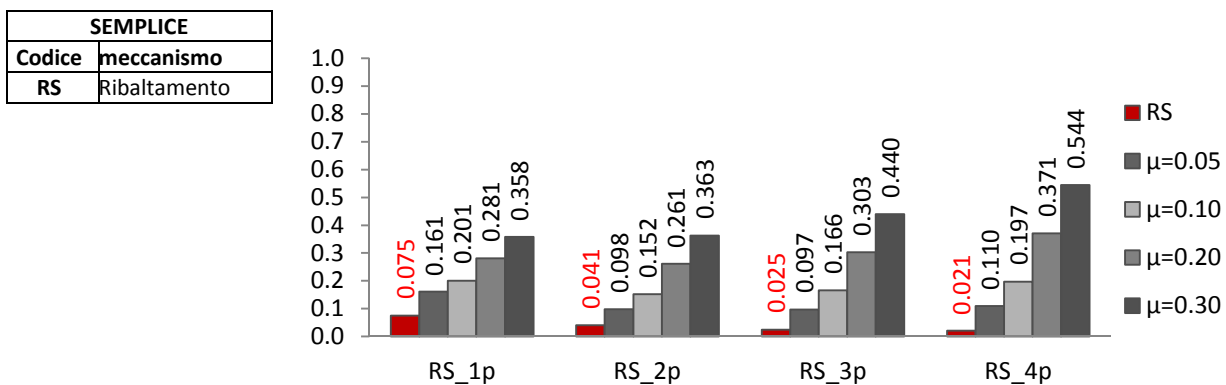


Figura 3.35: Valore medio dei coefficienti di attivazione  $\alpha_0$  dei meccanismi al variare del coefficiente di attrito

A fronte dei risultati ottenuti nelle analisi svolte, un ulteriore confronto rispetto a quelli proposti riguarda la valutazione delle forze di contenimento esercitate dagli orizzontamenti sulle murature perimetrali: il contenimento si innesca per effetto delle forze di attrito, proporzionali alla forza di carico verticale, in corrispondenza degli appoggi dei solai. Il valore del coefficiente di attrito  $\mu$  da assumere è stato valutato a partire da precedenti studi effettuati su edifici in muratura: per impalcati piani i valori di riferimento dei coefficienti variano da 0.3 a 0.6 (Faccioli e Pessina, 1999; Giuffrè, 1999). L'influenza degli impalcati, inoltre, varia in funzione dell'orditura incidente sulla muratura: in questo caso i coefficienti di riferimento (procedura automatica Vulnus; Bernardini et al., 1989) da considerare in assenza di cordolo risultano 0.3 per la direzione principale e 0.1 per la direzione secondaria. A partire da queste considerazioni vengono infine proposti dei confronti tra coefficienti di attrito  $\mu$  con valori di 0.05, 0.1, 0.2 e 0.3 per meccanismi di ribaltamento da 1 a 4 piani; in questo caso il confronto è stato svolto senza differenziare le pareti per lo spessore della muratura.

Dall'analisi dell'evoluzione dei cinematismi si evidenzia come il coefficiente  $\alpha_0$  presenta valori crescenti al crescere del coefficiente di attrito e quindi della forza di contenimento; considerando i coefficienti  $\alpha_0$  al variare del numero di piani, invece, si evidenziano valori confrontabili per coefficienti  $\mu$  bassi (0.05 e 0.1) e crescenti per valori di  $\mu$  superiori (0.2 e 0.3). Evidenti, inoltre, le differenze tra i valori che assumono i coefficienti  $\alpha_0$  rispetto alla configurazione di ribaltamento semplice di parete isolata e priva di attrito (RS,  $\mu=0$ ) (Figura 3.35).

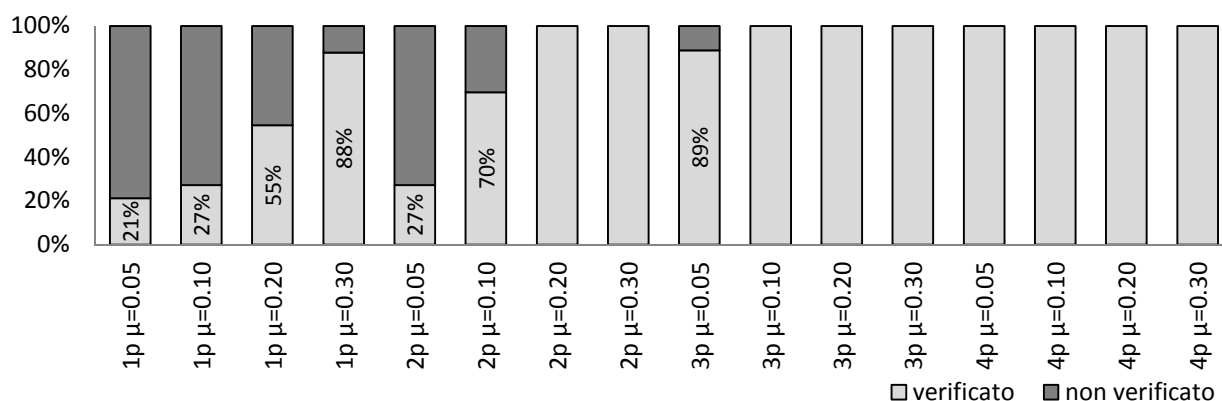


Figura 3.36: Risultato delle verifiche lineari di sicurezza allo SLV dei meccanismi analizzati

Analoghe osservazioni, sull'influenza del coefficiente di attrito, derivano dall'esito delle analisi cinematiche lineari allo SLV condotte (Figura 3.36): per quanto riguarda le verifiche di sicurezza si registrano percentuali di non soddisfacimento in corrispondenza della configurazione ad un piano per tutti i valori di  $\mu$ , e per configurazioni a 2 e 3 piani per valori di  $\mu$  bassi. Considerando, invece, l'esito delle analisi cinematiche anche in campo non-lineare tutte le verifiche risultano soddisfatte. L'esito delle analisi dei meccanismi locali di collasso per quest'ultima configurazione analizzata, rispetto a quella esternamente vulnerabile di parete isolata e  $\mu$  nullo, evidenzia, così come nel caso di meccanismi con forze di contenimento, un comportamento più realistico per gli edifici esistenti in muratura; nelle successive elaborazioni saranno prese in considerazione le configurazioni con valori di  $\mu$  pari a 0.05 e 0.10.

Le valutazioni presentate nel corso del presente capitolo hanno permesso di analizzare differenti configurazioni di meccanismi locali di collasso: sulla base delle informazioni e dati raccolti nelle opere master di riferimento è stato possibile definire i parametri che caratterizzano ed influenzano il comportamento locale. L'elaborazione dei risultati delle analisi svolte consentiranno la formulazione di giudizi sulla vulnerabilità sismica locale attraverso la costruzione di curve di fragilità e scenari di danno.



#### 4. ANALISI DEL COMPORTAMENTO GLOBALE

L'analisi di scenari di danno su un vasto patrimonio edilizio, come quello oggetto di studio, consente di valutare in modo più realistico gli effetti di uno specifico evento sismico e di definire le possibili strategie di intervento sia in ambito di prevenzione (individuato priorità e criticità) che di emergenza (azioni intraprese dalla Protezione Civile).

Una volta definita la vulnerabilità locale attraverso l'analisi dei meccanismi di collasso (§3) il passo successivo ha previsto l'analisi del comportamento globale differenziando il costruito esistente per tipologie di edifici in muratura. La classificazione rappresenta un modo per raggruppare edifici anche diversi, ma caratterizzati da un comportamento analogo nei riguardi dell'azione sismica, associando una relazione tra intensità del sisma e danno subito (Bernardini, 2004).

Il lavoro svolto ha considerato modelli meccanici di casi reali (opere master) su cui sono state condotte analisi statiche non-lineari: descrivono il comportamento della struttura, ricondotta in un sistema a un grado di libertà ed equivalente a quella iniziale a  $n$  gradi di libertà, tramite un semplice legame monodimensionale forza-spostamento, detto curva di capacità, che rappresenta la capacità manifestata dal sistema nel far fronte ad una determinata azione esterna, e da informazioni sul comportamento post elastico della struttura (Magenes et. al., 2000). I metodi statici non-lineari permettono di individuare lo spostamento massimo di tale sistema equivalente consentendo, di conseguenza, di ricavare la risposta della struttura soggetta ad un evento sismico descritto dal relativo spettro di risposta in accelerazione; tra le procedure statiche non-lineari le prevalenti sono rappresentate dal metodo dello spettro di capacità e dal N2 Method. Il primo metodo (Capacity Spectrum Method, Freeman et al. 1975) considera uno spettro elastico riferito ad un valore di smorzamento equivalente legato allo spostamento ed individuando il performance point tramite una procedura iterativa. Il secondo metodo (Fajfar 1999; Fajfar, 2000) fa riferimento ad uno spettro anelastico che tiene in considerazione il concetto di duttilità; quest'ultimo, recepito anche nelle attuali NTC 2008, è stato adottato nelle analisi svolte nel presente lavoro.

Il solutore utilizzato nelle analisi è il software 3Muri: sviluppato da un gruppo di ricercatori (prof. S. Lagomarsino e ing. S. Cattari, DICCA- UNIGE, ing. A. Penna, EUCENTRE-UNIPV; ing. A. Galasco) consente di eseguire analisi statiche non-lineari su strutture miste o in muratura secondo le indicazioni prescritte nelle attuali normative (NTC2008). L'analisi considera una schematizzazione del modello a telaio equivalente tridimensionale considerando le pareti come elementi resistenti, sia dei carichi verticali che orizzontali (Figura 4.1); gli orizzontamenti, invece, ripartiscono le azioni verticali e orizzontali sulle pareti di incidenza. Il modello così composto è definito dall'assemblaggio di strutture piane in cui le pareti e gli orizzontamenti che lo costituiscono non presentano rigidità flessionale fuori dal piano. L'elemento parete, definito in componenti elementari, è composto da maschi murari e fasce di piano schematizzati in elementi lineari a due nodi, con tre gradi di libertà ciascuno, e due gradi di libertà aggiuntivi interni. Inoltre, gli elementi di collegamento tra fasce di piano e maschi murari sono schematizzati come nodi rigidi bidimensionali di dimensioni finite. Tale schematizzazione deriva dalle osservazioni effettuate nel corso di eventi sismici o esperienze di simulazione numerica in cui l'elemento parete manifesta nella porzione centrale un comportamento a taglio e nelle zone di estremità un comportamento a pressoflessione.

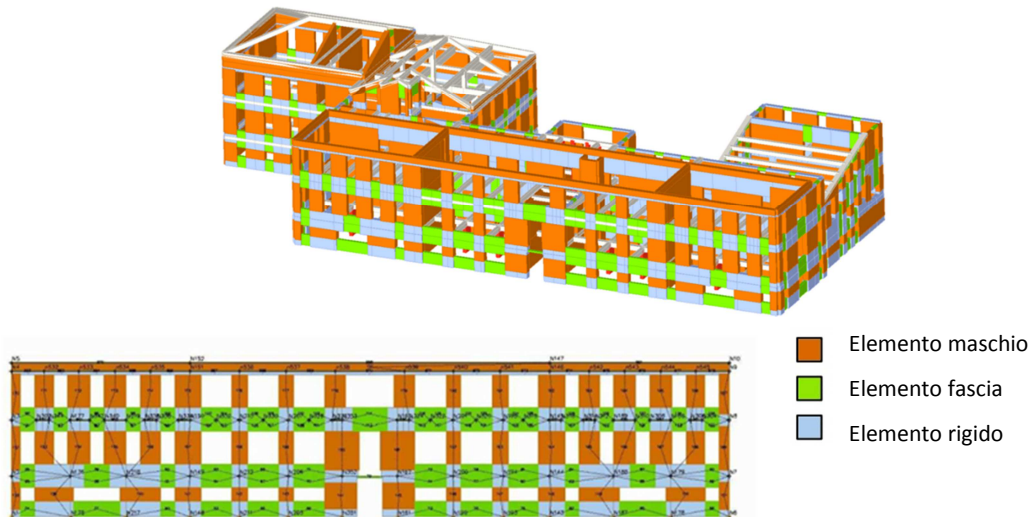


Figura 4.1: Telaio equivalente, esempio di definizione delle tipologie di macroelemento per il complesso di Fisiologia

#### 4.1. Classi tipologiche del costruito

Qualsiasi metodo di analisi di vulnerabilità necessita di un preliminare inquadramento tipologico, non potendosi eseguire una modellazione strutturale su ogni singolo edificio presente nell'area di studio (Giovinazzi e Lagomarsino, 2001).

Con riferimento alle sole costruzioni in muratura una prima possibile macro-classificazione, rielaborata a partire da quella proposta dalla scala EMS98 (Giovinazzi e Lagomarsino, 2001), prevede l'identificazione sul costruito analizzato di tre tipologie (Tabella 4.1) sulle otto totali:

- M5, muratura in 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 laterocemento 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 fra le aperture. Infine vanno considerati gli spessori murari e la distanza tra i muri interni di spina: se eccessiva di hanno grandi facciate senza irrigidimenti perpendicolari;
- M6, muratura non armata (pietra lavorata, laterizi o 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 laterocementizio 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; tali costruzioni devono essere considerate di tipo M8;
- M8, costruzioni antiche sottoposte ad interventi di rinforzo complessivo. Molte costruzioni antiche in muratura hanno subito, negli ultimi vent'anni, un generale intervento di consolidamento, al fine

di ridurre la vulnerabilità sismica. Nei casi in cui tali opere inducono un sostanziale cambiamento del comportamento strutturale, è opportuno considerare una nuova tipologia strutturale. Gli interventi che appartengono a questa categoria sono i seguenti: a) nuovi solai in c.a., con cordoli continui in breccia e solai rigidi; b) consolidamento dei pannelli murari con betoncino armato; c) costruzione di cordoli e colonne in c.a. in breccia nello spessore della parete, al fine di confinare la muratura con un telaio non resistente a momento; d) inserimento di un telaio in acciaio nello spessore murario. Il comportamento di questo tipo di costruzioni è molto vario, perché dipende dall'efficacia dell'intervento adottato, in relazione alla costruzione originale ed alla qualità della realizzazione.

**Tabella 4.1: Classificazione tipologica identificata nel costruito di Padova analizzato**

Tipologie		Descrizione
muratura	M5	Muratura in mattoni
	M6	Muratura non armata (pietra lavorata, laterizi o blocchi di cemento) con solai in c.a.
	M8	Costruzioni antiche sottoposte ad interventi di rinforzo complessivo

#### 4.1.1. Definizione delle tipologie edilizie del costruito individuate

La definizione di differenti tipologie di edifici costituisce un modo per raggruppare strutture, anche diverse, caratterizzate da un analogo comportamento al manifestarsi di un evento sismico; per ognuna delle tipologie viene quindi identificata una relazione di confronto tra intensità del terremoto e danno subito. A partire da tali osservazioni un ulteriore approfondimento ha previsto la definizione delle classi tipologiche ricorrenti e rappresentative a partire dalle informazioni raccolte sugli edifici rappresentativi dell'intero costruito storico (§2.4).

**Tabella 4.2: Parametri e variabili prevalenti identificate per le tipologie edilizie rilevate**

CLASSI EDILIZIE IDENTIFICATE	
PARAMETRI	VARIABILI
Insediamento	struttura in aggregato
	struttura isolata
Numero di piani	1 – 2 – 3 – 4 piani variazione altezza interpiano
Tipologia elementi verticali	mattoni pieni e malta di calce
Spessore elementi verticali piano terra – piani superiori	2 (25-37.5cm) teste
	3 (37.5-50 cm) teste
	4 (50-62.5 cm) teste
	5 (62.5-75 cm) teste
	6 (75-87.5 cm) teste
Distribuzione elementi verticali	presenza/non presenza di setti interni
Tipologia elementi orizzontali intermedi - copertura	solaio in laterocemento/soletta c.a.
	solaio ligneo
	copertura in laterocemento
	copertura lignea Presenza di cordoli

Analogamente a quanto già valutato nel corso delle analisi dei meccanismi locali di collasso, i parametri e le variabili considerati nella formulazione delle classi tipologie (Tabella 4.2) hanno interessato aspetti geometrici (sviluppo piano-altimetrico) e strutturali (tipologia orizzontamenti intermedi e di copertura, interazioni con altre strutture).

Per quanto riguarda la configurazione geometrica i parametri di riferimento sono il numero di piani, lo spessore delle pareti e l'altezza di interpiano (differenziando piano terra e piani superiori). Strutturalmente, invece, tutte le strutture presentano per gli elementi verticali muratura in mattoni pieni e malta di calce; a livello di orizzontamenti, intermedi e di copertura, sono state individuate prevalenti le tipologie di strutture in legno o in laterocemento/soletta in c.a. Gli orizzontamenti in legno, presenti in numero maggiore nelle costruzioni più storiche precedenti al '900, sono caratterizzati da una struttura molto leggera e deformabile; il collegamento con la struttura verticale presenta scarso ammorsamento alle murature con appoggio delle sole teste delle travi. Il sistema più frequente individuato presenta una orditura primaria (travi) e una secondaria composta da travetti (travicelli lignei) affiancati e tavolato doppio. Analoga struttura è stata riscontrata per la copertura lignea salvo che per il pacchetto di finitura ed in alcuni casi per la presenza di pianelle in laterizio rispetto al tavolato ligneo.

La seconda tipologia di orizzontamenti considera strutture più pesanti e rigide, rispetto alle precedenti, composte da solai in laterocemento o soletta nervata in c.a.: solitamente, salvo particolari casi di sostituzione del solaio in edifici storici, è presente un cordolo perimetrale (in breccia o a tutto spessore). Anche in questo caso la struttura di copertura presenta configurazioni analoghe a quella dei piani intermedi.

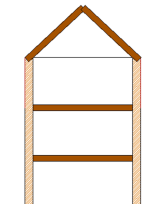
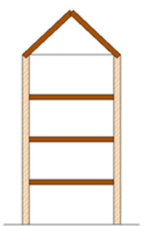
Secondo queste considerazioni sono state identificate sette tipologie rappresentative dell'intero insieme di edifici e caratterizzate da:

- **Tipologia 1:** edificio con insediamento in aggregato o isolato a 3-4 piani, spessore delle pareti di 3-4 teste al piano terra e 3 teste ai piani superiori, orizzontamenti intermedi ed in copertura leggeri (Tabella 4.3);
- **Tipologia 2:** edificio con insediamento in aggregato o isolato a 3-4 piani, spessore delle pareti di 3 teste al piano terra e 2-3 teste ai piani superiori, orizzontamenti intermedi pesanti e in copertura leggeri (Tabella 4.4);
- **Tipologia 3:** edificio con insediamento in aggregato o isolato a 3-4 piani, spessore delle pareti di 3-4 teste al piano terra e 2-3 teste ai piani superiori, orizzontamenti intermedi ed in copertura pesanti (Tabella 4.5)
- **Tipologia 4:** edificio con insediamento isolato a 4-5 piani, spessore delle pareti di 5-6 teste al piano terra e 4 teste ai piani superiori, orizzontamenti intermedi pesanti ed in copertura leggeri (Tabella 4.6);
- **Tipologia 5:** edificio con insediamento in aggregato o isolato a 2-3 piani, spessore delle pareti di 2-3 teste al piano terra e 2-3 teste ai piani superiori, orizzontamenti intermedi ed in copertura leggeri (Tabella 4.7);
- **Tipologia 6:** edificio con insediamento isolato a 2 piani, spessore delle pareti di 2-3 teste al piano terra e 2 teste ai piani superiori, orizzontamenti intermedi ed in copertura pesanti (Tabella 4.8);
- **Tipologia 7:** edificio con insediamento isolato a 3-4 piani, spessore delle pareti di 6 teste al piano terra e 4 teste ai piani superiori, orizzontamenti intermedi pesanti ed in copertura leggeri (Tabella 4.9).



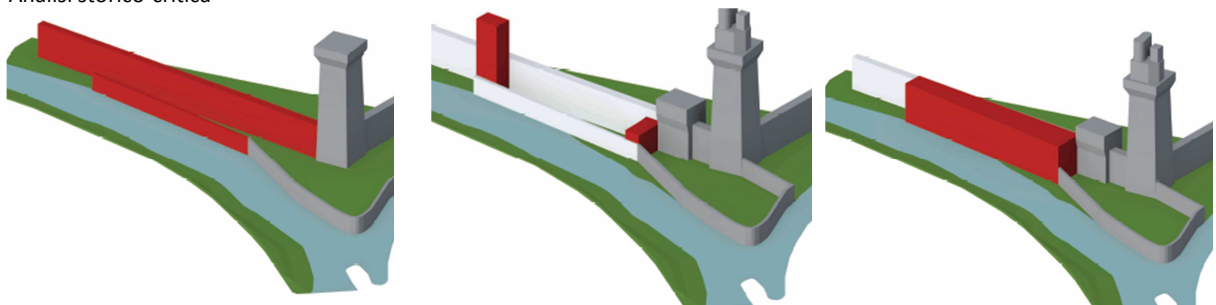
Tabella 4.3: Definizione parametri tipologia edilizia T1

**TIPOLOGIA 1**

<b>Tipologia di muratura</b>		Muratura in mattoni pieni e malta di calce (NTC2008)
<b>Tipologia di insediamento</b>		Struttura in aggregato Struttura isolata
<b>Spessore delle pareti</b>	<b>piano terra</b>	3 teste
	<b>piani superiori</b>	3 teste
<b>Presenza di setti interni</b>		Sì
<b>Numero di piani</b>		3 – 4
<b>Altezza interpiano</b>	<b>piano terra</b>	4.0 – 5.0 m
	<b>piani superiori</b>	3.0 – 5.0 m
<b>Orizzontamento</b>	<b>piani intermedi</b>	Legno (leggero)
	<b>copertura</b>	Legno (leggero)
<b>Presenza di cordolo</b>		No
 <p><b>3 piani</b> PT: 3t P+: 3t Solai: ligneo Copertura: legno</p>		 <p><b>4 piani</b> PT: 3t P+: 3t Solai: ligneo Copertura: legno</p>

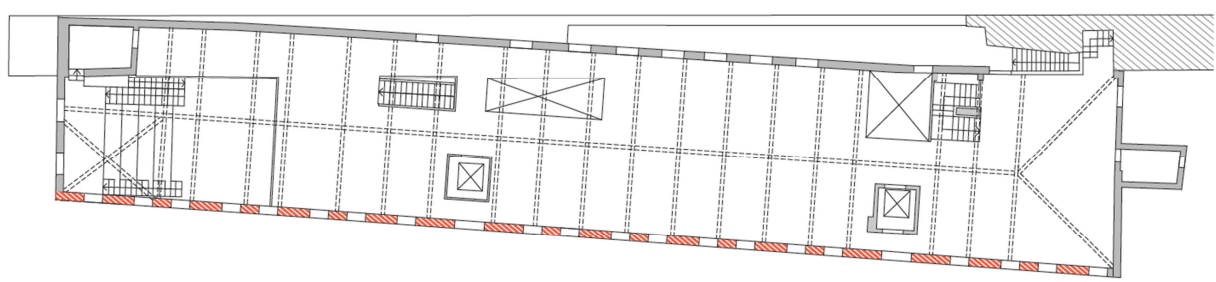
**Edificio Palazzo ex Rizzato**

**Analisi storico-critica**



1210
1767
1824

**Rilievo geometrico e strutturale**





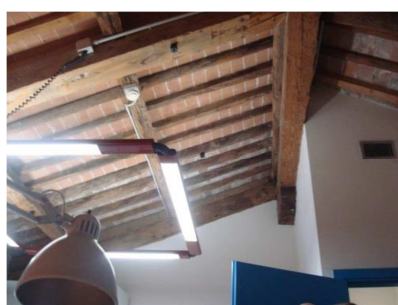
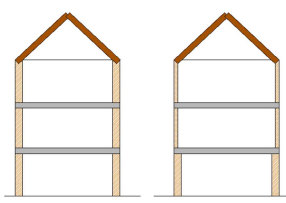
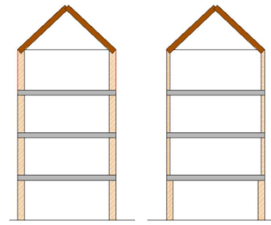





Tabella 4.4 : Definizione parametri tipologia edilizia T2


TIPOLOGIA 2		
Tipologia di muratura		Muratura in mattoni pieni e malta di calce (NTC2008)
Tipologia di insediamento		Struttura in aggregato Struttura isolata
Spessore delle pareti	piano terra	3 teste
	piani superiori	2 – 3 teste
Presenza di setti interni		Sì
Numero di piani		3 – 4
Altezza interpiano	piano terra	3.5 – 5.5 m
	piani superiori	3.0 – 5.0 m
Orizzontamento	piani intermedi	Laterocemento/soletta c.a. (pesante)
	copertura	Legno (leggero)
Presenza di cordolo		Sì
 <p><b>3 piani</b> PT: 3t P+: 3t Solai: laterocemento Copertura: legno</p> <p><b>3 piani</b> PT: 3t P+: 2t Solai: laterocemento Copertura: legno</p>		 <p><b>4 piani</b> PT: 3t P+: 3t Solai: laterocemento Copertura: legno</p> <p><b>4 piani</b> PT: 3t P+: 2t Solai: laterocemento Copertura: legno</p>

**Edificio Istituti Chimici**


Analisi storico-critica



1924

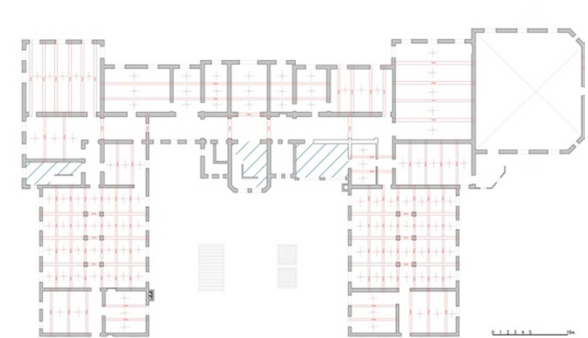


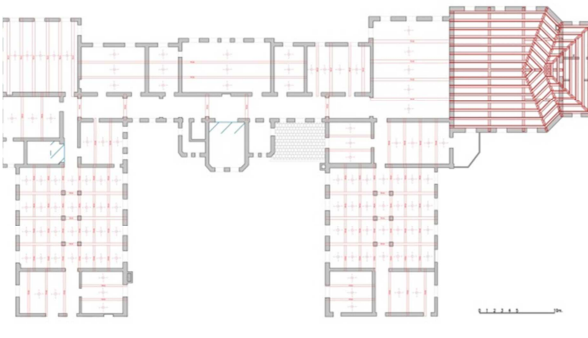
1951




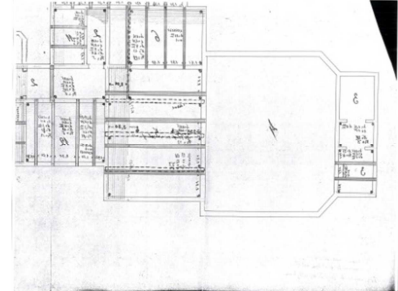
1957-61

Rilievo geometrico e strutturale










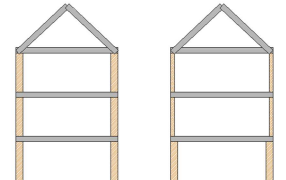
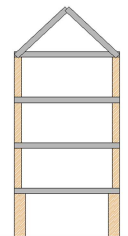


Tabella 4.5: Definizione parametri tipologia edilizia T3

**TIPOLOGIA 3**

<b>Tipologia di muratura</b>		Muratura in mattoni pieni e malta di calce (NTC2008)
<b>Tipologia di insediamento</b>		Struttura in aggregato Struttura isolata
<b>Spessore delle pareti</b>	<b>piano terra</b>	3 – 4 teste
	<b>piani superiori</b>	2 – 3 teste
<b>Presenza di setti interni</b>		Sì
<b>Numero di piani</b>		3 – 4
<b>Altezza interpiano</b>	<b>piano terra</b>	3.5 – 6.0 m
	<b>piani superiori</b>	3.5 – 5.0 m
<b>Orizzontamento</b>	<b>piani intermedi</b>	Laterocemento/soletta c.a. (pesante)
	<b>copertura</b>	Laterocemento/soletta c.a. (pesante)
<b>Presenza di cordolo</b>		Sì
 <p><b>3 piani</b> PT: 3t P+: 3t Solai: laterocemento copertura: laterocemento</p> <p><b>3 piani</b> PT: 3t P+: 2t Solai: laterocemento Copertura: laterocemento</p>		 <p><b>4 piani</b> PT: 4t P+: 3t Solai: laterocemento Copertura: laterocemento</p>

**Edificio ex Fisica Tecnica**

Analisi storico-critica



1935

Rilievo geometrico e strutturale

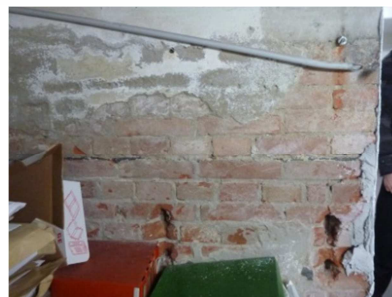
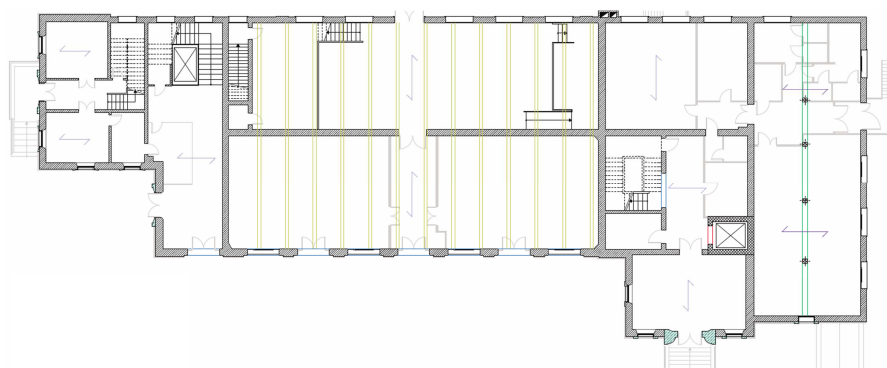
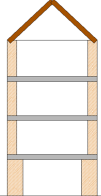
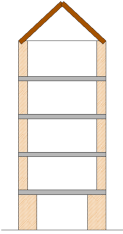




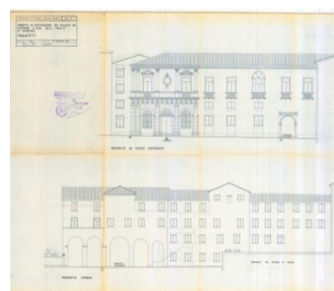
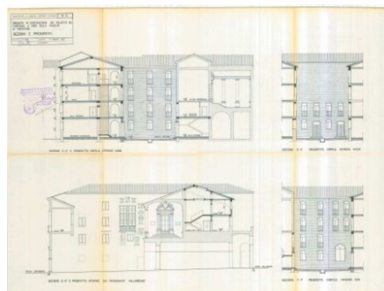
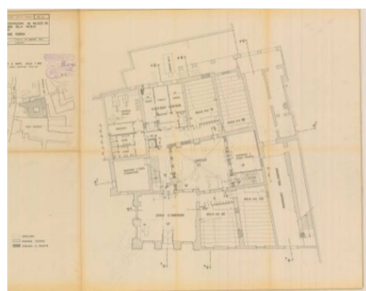
Tabella 4.6: Definizione parametri tipologia edilizia T4

## TIPOLOGIA 4

Tipologia di muratura		Muratura in mattoni pieni e malta di calce (NTC2008)
Spessore delle pareti	piano terra	5 – 6 teste
	piani superiori	4 teste
Presenza di setti interni		Sì
Numero di piani		4 – 5
Altezza interpiano	piano terra	3.0 – 4.0 m
	piani superiori	3.0 – 5.5 m
Orizzontamento	piani intermedi	Laterocemento (pesante)
	copertura	Legno (leggero)
Presenza di cordolo		Sì
		<p><b>4 piani</b> PT: 5t P+: 4t Solai: laterocemento Copertura: legno</p>
		<p><b>5 piani</b> PT: 6t P+: 4t Solai: laterocemento Copertura: legno</p>

## Edificio Palazzo Capitano

## Analisi storico-critica



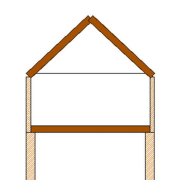
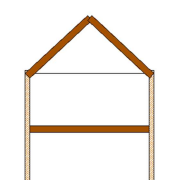
1962

## Rilievo geometrico e strutturale



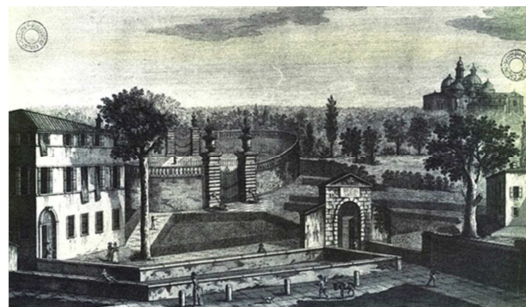
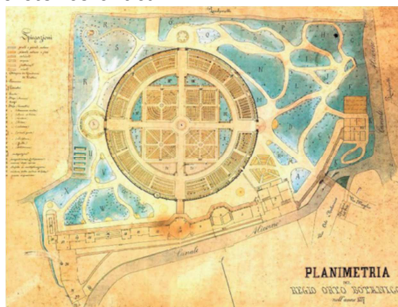
Tabella 4.7: Definizione parametri tipologia edilizia T5

**TIPOLOGIA 5**

<b>Tipologia di muratura</b>		Muratura in mattoni pieni e malta di calce (NTC2008)
<b>Tipologia di insediamento</b>		Struttura in aggregato Struttura isolata
<b>Spessore delle pareti</b>	<b>piano terra</b>	2 – 3 teste
	<b>piani superiori</b>	2 teste
<b>Presenza di setti interni</b>		Sì
<b>Numero di piani</b>		2
<b>Altezza interpiano</b>	<b>piano terra</b>	3.5 – 4.5 m
	<b>piani superiori</b>	3.5 – 5.5 m
<b>Orizzontamento</b>	<b>piani intermedi</b>	Legno (leggero)
	<b>copertura</b>	Legno (leggero)
<b>Presenza di cordolo</b>		No
 <p><b>2 piani</b> PT: 3t P+: 2t Solai: legno Copertura: legno</p>		 <p><b>2 piani</b> PT: 2t P+: 2t Solai: legno Copertura: legno</p>

**Edificio casa del custode Orto Botanico**

Analisi storico-critica



1887

Rilievo geometrico e strutturale

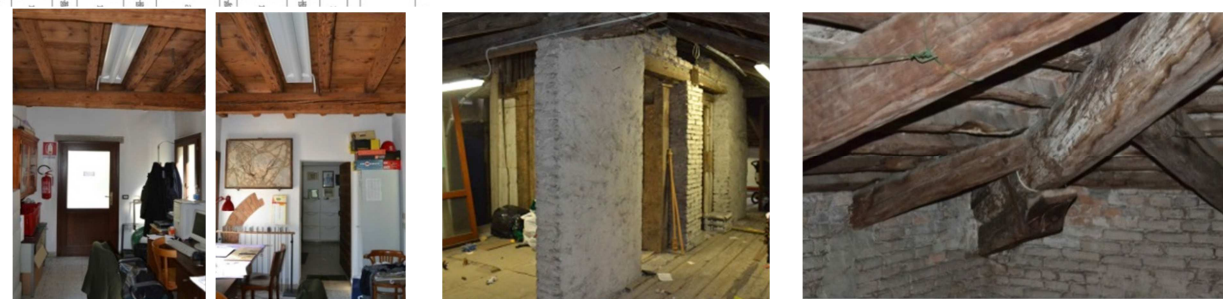
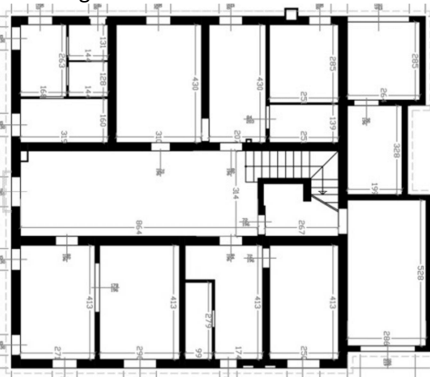
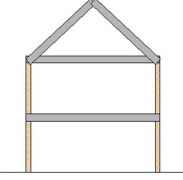


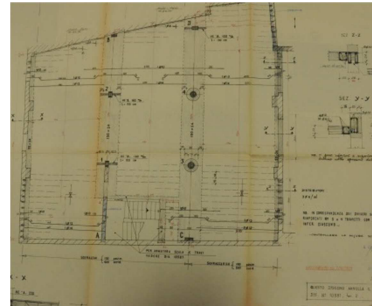
Tabella 4.8: Definizione parametri tipologia edilizia T6

## TIPOLOGIA 6

Tipologia di muratura		Muratura in mattoni pieni e malta di calce (NTC2008)
Spessore delle pareti	piano terra	2 – 3 teste
	piani superiori	2 teste
Presenza di setti interni		Sì
Numero di piani		2
Altezza interpiano	piano terra	3.0 – 4.5 m
	piani superiori	3.0 – 4.5 m
Orizzontamento	piani intermedi	Laterocemento (pesante)
	copertura	Laterocemento (pesante)
Presenza di cordolo		Sì
		<p><b>2 piani</b> PT: 3t P+: 2t Solai: laterocemento Copertura: laterocemento</p>

## Edificio Palazzo Sala

## Analisi storico-critica



1973

## Rilievo geometrico e strutturale

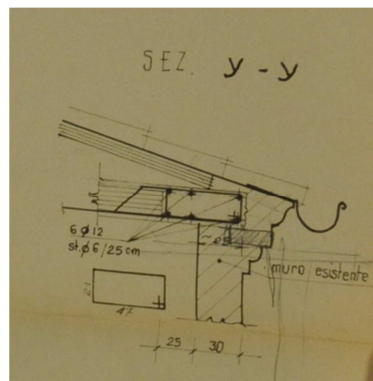
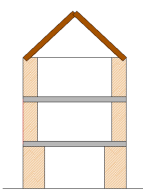
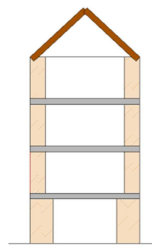




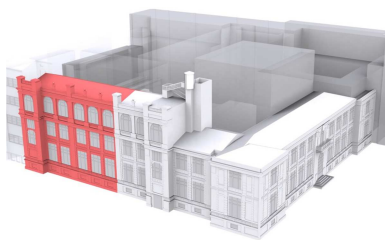
Tabella 4.9: Definizione parametri tipologia edilizia T7

**TIPOLOGIA 7**

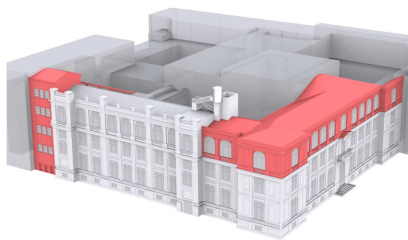
Tipologia di muratura		Muratura in mattoni pieni e malta di calce (NTC2008)
Spessore delle pareti	piano terra	6 teste
	piani superiori	4 teste
Presenza di setti interni		Sì
Numero di piani		3 – 4
Altezza interpiano	piano terra	7.5 – 6.0 m
	piani superiori	3.5 – 4.0 m
Orizzontamento	piani intermedi	Laterocemento (pesante)
	copertura	Laterocemento (pesante)
Presenza di cordolo		Sì
 <p><b>3 piani</b> PT: 6t P+: 4t Solai: laterocemento Copertura: legno</p>		 <p><b>4 piani</b> PT: 6t P+: 4t Solai: laterocemento Copertura: legno</p>

**Edificio Palazzo Bo – ala Fondelli**

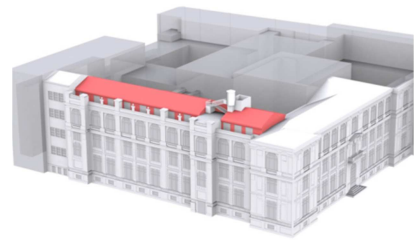
Analisi storico-critica



1925

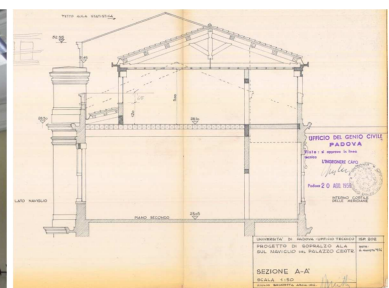
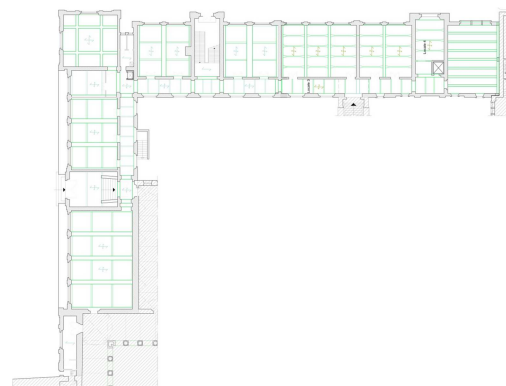
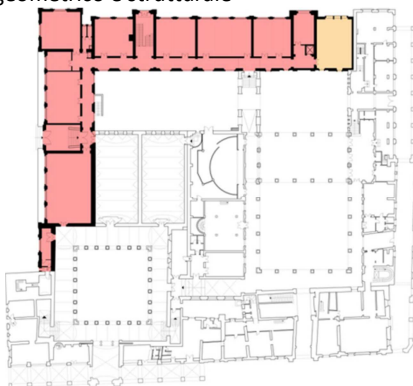


1934



1956

Rilievo geometrico e strutturale



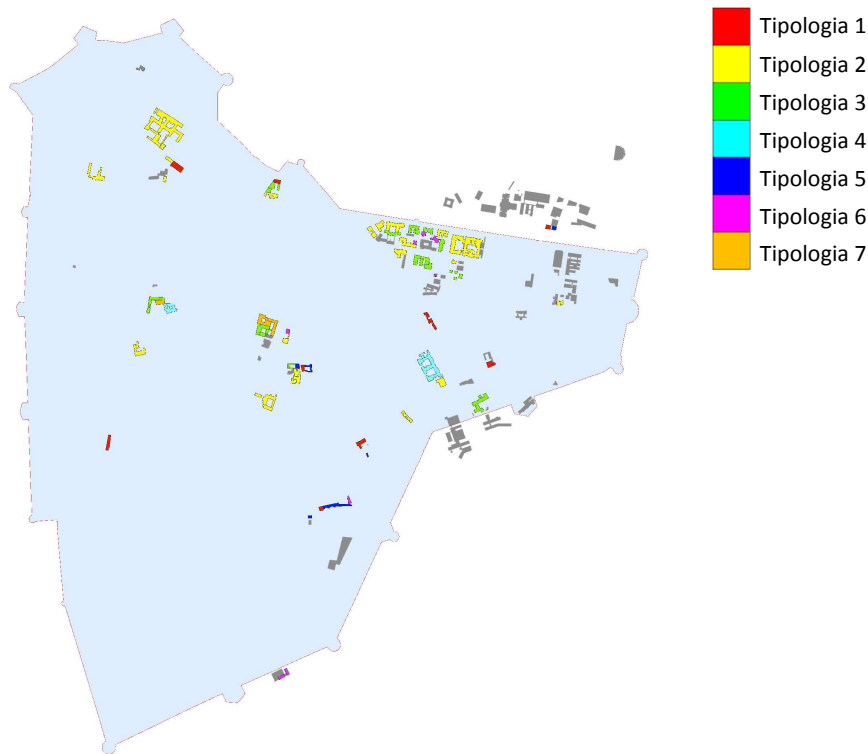


Figura 4.2: Tipologie edilizie identificate nel complesso di edifici analizzato

La tipologia edilizia più frequente rilevata (Tipologia 3, Tabella 4.5) è caratterizzata da complessi isolati con uno sviluppo altimetrico variabile da tre a quattro piani, spessore delle pareti a tre teste per il piano terra e variabile da due a tre teste per i piani superiori, orizzontamenti intermedi in laterocemento o soletta in c.a. (pesanti e rigidi) e lignei in copertura (leggeri e deformabili). Il collegamento tra gli elementi verticali, per questa come per le altre tipologie, risulta caratterizzato da un buon ammassamento; quello tra elementi verticali e orizzontamenti, invece, risulta carente o limitato in presenza di solai/coperture lignei ed in assenza di cordolo perimetrale.

#### 4.2. Valutazione della capacità globale

Le analisi di vulnerabilità sismica hanno interessato tutte le opere master individuate (§2.4.3): i risultati di tutte le verifiche condotte nei singoli edifici sono stati valutati raggruppando le analisi secondo le tipologie edilizie precedentemente esposte.

Per ognuno dei modelli degli edifici sono state ottenute le curve di capacità secondo le distribuzioni di carico previste per le analisi pushover: una distribuzione di carico proporzionale alle masse (carico uniformemente distribuito lungo l'altezza) e una distribuzione di carico proporzionale al prodotto delle masse per la corrispondente deformata del primo modo di vibrare (carico triangolare crescente con l'altezza). Il verso delle analisi, nelle due direzioni principali e considerando o non considerando l'eccentricità prevista da normativa, è stato sia positivo che negativo in modo da poter valutare l'influenza della non simmetria dei modelli.

Le curve bilineari di capacità (Figura 4.3) ottenute descrivono l'evoluzione della risposta strutturale al manifestarsi di una determinata forza sismica orizzontale; i due tratti caratteristici della curva corrispondono:

- alla fase del comportamento elastico: dalla condizione iniziale non danneggiata fino al raggiungimento dello spostamento in corrispondenza del valore di snervamento di taglio alla base e lo spostamento  $d_y$ ;



- alla fase di comportamento plastico: superato  $d_y$  iniziano a formarsi lesioni e perdita di equilibrio, fino al raggiungimento dello spostamento massimo dell'edificio  $d_u$  (spostamento ultimo) ed il conseguente collasso della struttura.

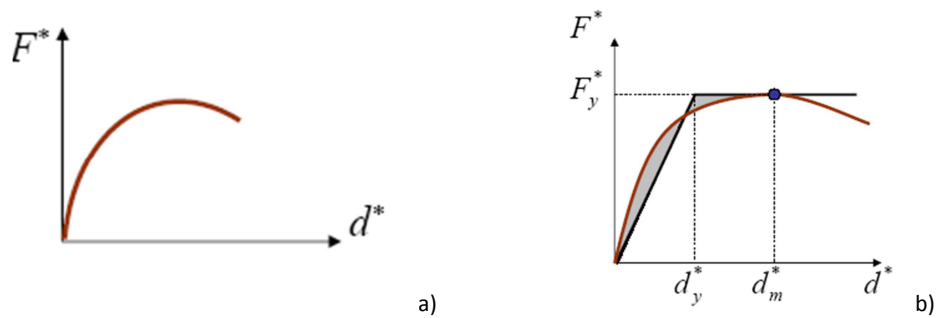


Figura 4.3: a) Curva di capacità ottenuta dall'analisi statica non-lineare e b) bilinearizzazione

Le prime valutazioni hanno previsto il confronto tra le analisi di ognuno degli edifici (opere master) secondo la tipologia di appartenenza e con riferimento agli indici di sicurezza  $\alpha_{SLV}$  minori: determinati in corrispondenza dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita rappresentano un indicatore di rischio sismico di collasso. Il valore dell'indice di sicurezza minore identifica la condizione della struttura più a favore di sicurezza (configurazione più gravosa).

$$\alpha_{SLV} = \frac{PGA_{DS}}{PGA_{SLV}} \quad [57]$$

L'indice  $\alpha_{SLV}$  è dato dal rapporto tra l'accelerazione stimata di danno severo ( $PGA_{DS}$ , capacità dell'edificio) e l'accelerazione al suolo attesa con la probabilità di superamento del 10% in 50 anni ( $PGA_{SLV}$ , domanda sismica per  $T_R$  di 712 anni): un valore inferiore all'unità per una analisi rappresenta il non soddisfacimento secondo quanto prescritto dall'attuale normativa per la verifica allo SLV.

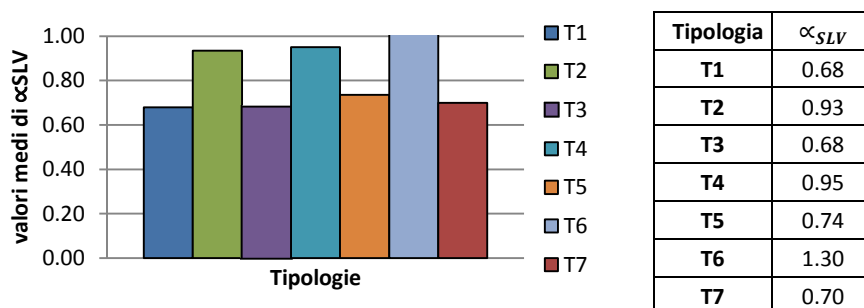


Figura 4.4: Valori medi dell'indice di sicurezza  $\alpha_{SLV}$  delle tipologie isolate riferite ad un periodo di ritorno  $T_R$  per lo SLV

I coefficienti medi  $\alpha_{SLV}$  individuati si attestano per tutte le tipologie considerate con valori superiori a 0.6; quelle che presentano valori superiori (oltre il 90%) risultano la T2, la T4 e la T6. Ad esclusione della T6, tutte le tipologie presentano comunque coefficienti medi  $\alpha_{SLV}$  minori all'unità risultando, di conseguenza, inadeguate alle azioni sismiche previste in corrispondenza dello SLV. Si osserva che per quanto riguarda gli edifici esistenti la normativa prevede, in presenza del non soddisfacimento delle verifiche ( $\alpha_{SLV} < 1$ ), la necessità di interventi di miglioramento. Il raggiungimento di un valore di  $\alpha_{SLV}$  unitario (corrispondente ad un intervento di adeguamento) non risulta, salvo i particolari casi previsti dalla normativa (§8.4.1 delle NTC 2008), un requisito necessario: dovrà comunque essere garantito un incremento della sicurezza valutando la sicurezza caratteristica dell'edificio prima (stato attuale) e dopo l'intervento. In questo caso le verifiche potranno essere realizzate assumendo azioni di riferimento e coefficienti parziali anche inferiori a quelli previsti per le nuove costruzioni (§8.4.2 delle NTC 2008). Inoltre, con specifico riferimento ai beni culturali, è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della sicurezza (D.Lgs. 42/2004).

Con riferimento al DPC/SISM/083283 del 04.11.2010 nel caso di inadeguatezza degli edifici analizzati rispetto alle azioni sismiche ( $\alpha_{SLV} < 1$ ) viene chiarito il concetto di gravità della inadeguatezza: è commisurata alla vita nominale restante definita come il tempo entro il quale si dovrà attivare l'intervento che pone rimedio alla specifica inadeguatezza. Come indicato nel DPC del 04.11.2010, pur essendo questa una definizione del tempo in relazione alla tutela economica, è la sola che consenta di programmare degli interventi nel tempo con un fondamento tecnico-scientifico che leghi la programmazione stessa alla gravità delle carenze strutturali. Il tempo di intervento  $T_{INT}$  da adottare è quindi fissato pari a:

$$T_{INT} = -\ln(1 - 0.1) \cdot \frac{T_{SLV}}{C_U} = 0.105 \cdot \frac{T_{SLV}}{C_U} \quad [58]$$

Dove  $T_{SLV}$  rappresenta il periodo di ritorno dell'azione sismica corrispondente all'attivazione del meccanismo di rottura in esame per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

Dalle valutazioni che hanno consentito di individuare i periodi  $T_{INT}$  si evidenziano per tutte le tipologie, ad esclusione della T6, un periodo di riferimento e una vita di riferimento inferiori a quelli previsti dalla attuale normativa fissati rispettivamente a 712 e 75 anni (Tabella 4.10). Sempre con riferimento al DPC/SISM/083283 del 04.11.2010, nelle prescrizioni sulla programmazione degli interventi viene indicato:

- per  $T_{INT}$  superiori a 30 anni, edifici con "modesta inadeguatezza", la possibilità di rinviare a tempi successivi senza la necessità di una immediata programmazione;
- per  $T_{INT}$  inferiori o uguali a 2 anni o che evidenzino "particolari elementi di rischio", la necessità di provvedimenti (anche parziali e/o temporanei) da adottare nel minor tempo possibile.

**Tabella 4.10: Determinazione del periodo di intervento  $T_{INT}$  per le tipologie analizzate**

Tipologia	$T_R$ [anni]	$T_{R,TI}$ [anni]	$V_R$ [anni]	$V_{R,TI}$ [anni]	$V_N$ [anni]	$V_{N,TI}$ [anni]	$T_{INT}$ [anni]
<b>T1</b>	712	300	75	31	50	21	21
<b>T2</b>		654		68		45	45
<b>T3</b>		331		34		23	23
<b>T4</b>		706		74		49	49
<b>T5</b>		359		37		25	25
<b>T6</b>		1179		124		83	83
<b>T7</b>		328		34		22	22

Oltre a tali parametri di riferimento, nella valutazione delle tempistiche per l'esecuzione degli interventi, il Decreto evidenzia la necessità di prendere in considerazione anche l'influenza di ulteriori fattori quali:

- l'esposizione di vite umane;
- le previsioni di utilizzo futuro;
- il ruolo della struttura;
- la possibilità di intervenire senza interrompere totalmente la fruizione dell'edificio;
- le disponibilità economiche.

A partire da questi primi risultati e considerazioni generali, nel seguito vengono presentate le valutazioni condotte per l'identificazione della vulnerabilità sismica delle tipologie edilizie. Tra i parametri di confronto è stato preso in considerazione anche l'insediamento urbano differenziando le tipologie secondo configurazioni isolate o in aggregato. Quest'ultima configurazione, in aggregato, è costituita da una serie di edifici in continuità che possono interagire l'uno con l'altro durante un evento sismico: escludendo i meccanismi di collasso del primo ordine, tale interazione tende a provocare danni di tipo globale, che dipendono, oltre che dalle caratteristiche dei singoli manufatti (rigidezza delle pareti e degli

orizzontamenti, altezza e massa dell'edificio), anche dalla tipologia di connessione fra gli edifici e dalla posizione all'interno dell'aggregato. In particolare, meccanismi come il martellamento, la rottura a taglio e il collasso a pressoflessione sono riconducibili a schemi di rottura dovuti ad una risposta globale della struttura (Senaldi, 2010).

Con la finalità di descrivere in modo rappresentativo il comportamento globale di un edificio in aggregato, un possibile approccio semplificato prevede di differenziare la modalità di connessione secondo due tipologie (Rush, 2008):

- collegamento senza continuità in cui le due unità sono strutturalmente separate: il comportamento è indipendente salvo nel momento in cui i due edifici vengono a contatto e l'iterazione si attua con fenomeni di martellamento (spostamenti di avvicinamento tra i due corpi fino al contatto). La modellazione prevede un elemento di collegamento con tensione nulla ed in grado di offrire solo resistenza a compressione;
- collegamento con continuità in cui le due unità sono in contatto diretto o strutturalmente connesse: in questo caso il comportamento dell'aggregato è unitario e la modellazione prevede un nodo rigido di unione tra le fasce di piano dei due edifici.

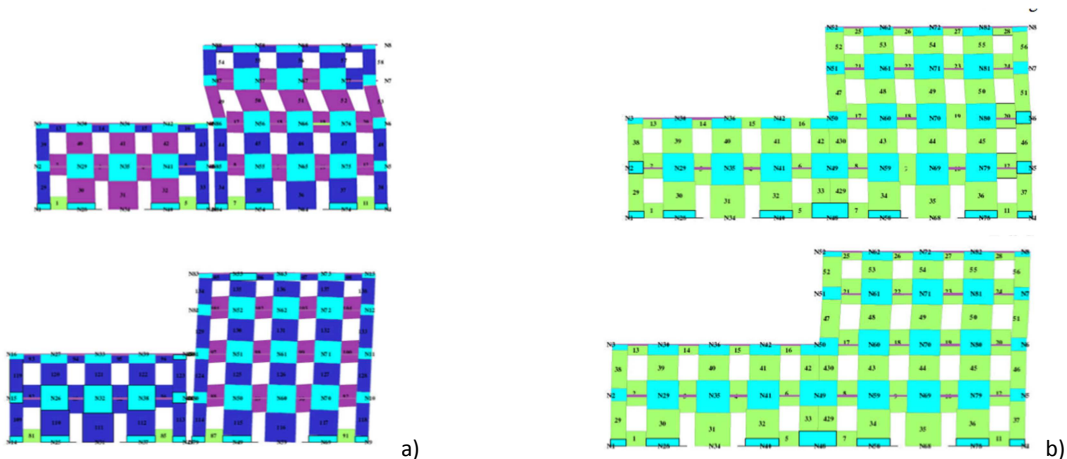


Figura 4.5: Schematizzazione dell'effetto del collegamento nel comportamento di sistema aggregato: a) collegamento senza continuità e b) collegamento con continuità (Rush, 2008)

Nella modellazione, inoltre, un ulteriore aspetto da tenere in considerazione per la valutazione dell'effetto di aggregazione riguarda le altezze delle singole unità analizzate: solitamente, rispetto alle strutture isolate con prevalenti criticità ai piani inferiori, l'aggregato sposta le zone critiche in quota con effetti accentuati in presenza di prospetti con quote differenti.

Il problema che si pone, quindi, è come schematizzare nella maniera più opportuna e semplificata l'effetto di aggregazione tra le unità da analizzare: considerare l'intero sistema di aggregazione, infatti, richiede un Livello di Conoscenza di complessa definizione del tessuto urbano dell'intero aggregato e non solo del singolo edificio.

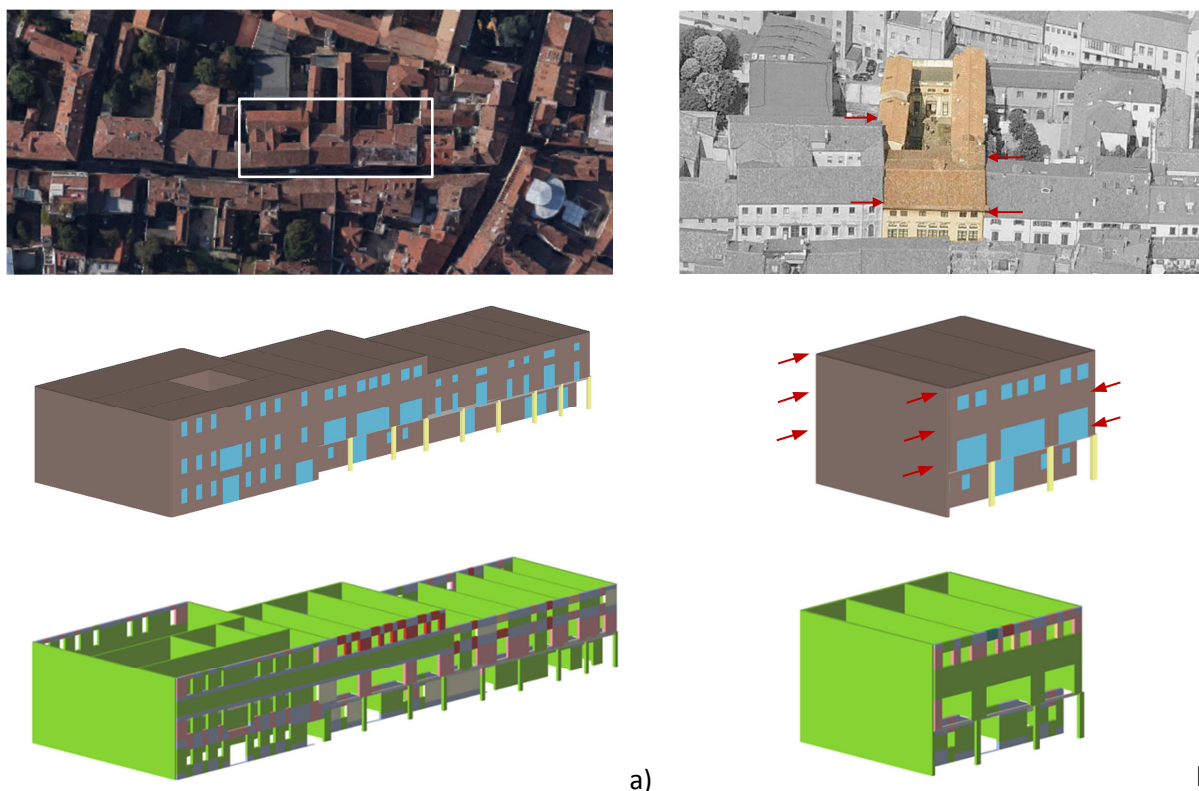
A partire da queste osservazioni la schematizzazione adottata prevede, così come consentito dal software utilizzato, l'inserimento di vincoli cedevoli elasticamente da applicare all'edificio analizzato in corrispondenza dei punti di collegamento: sulla struttura modellata come isolata sono applicati, lungo le direzioni di aggregazione, i vincoli che schematizzano gli elementi verticali (murature) incidenti. Il parametro di riferimento per il vincolo è rappresentato dalla rigidità dei setti murari  $k$  da schematizzare secondo l'equazione seguente:

$$k = \frac{1}{\frac{h^3}{3EJ} + 1.2 \frac{h}{GA}} \quad [59]$$

dove  $J$  è il momento d'inerzia della pianta del setto da schematizzare;  $E$  e  $G$  sono rispettivamente il modulo di elasticità normale e il modulo di elasticità tangenziale del setto;  $A$  è l'area della pianta del setto;  $h$  è l'altezza del setto da terra.

La valutazione del corretto valore del parametro  $k$  ha previsto il confronto dell'unità da analizzare secondo due differenti configurazioni:

- la prima prevede la modellazione dell'edificio analizzato in continuità con le strutture aggregate (Figura 4.6, a). Vista la difficoltà di ottenere un Livello di Conoscenza approfondito di quest'ultime, sono prese in considerazione le sole pareti perimetrali in quanto informazioni immediate e di facile reperimento anche dall'esterno;
- la seconda prevede la modellazione del solo edificio analizzato con applicati i vincoli cedevoli elasticamente in corrispondenza delle pareti perimetrali degli edifici in contiguità (Figura 4.6, b).



**Figura 4.6: Schematizzazione di una unità strutturale appartenente ad un sistema aggregato: a) configurazione con le unità contigue e b) configurazione isolata con applicati vincoli cedevoli elasticamente**

La calibrazione ha previsto il confronto dei risultati tra le due configurazioni sia in termini di spostamenti dei nodi di confine che della distribuzione del danno al variare del valore della rigidezza: la corretta valutazione della rigidezza  $k$  è stata individuata al manifestarsi di un comportamento confrontabile tra le due configurazioni. Il risultato ottenuto indica come il valore di rigidezza da considerare per vincolare l'edificio, affinché il comportamento modellato sia quanto più rappresentativo del comportamento reale, corrisponde a quello della rigidezza della parete di confine dell'edificio stesso (considerando la direzione principale) ridotta di un ordine di grandezza. Tale procedura, pur rappresentando un approccio semplificato, si pone con l'obiettivo di fornire degli spunti di valutazione utili alla definizione dell'influenza di strutture in aggregato. La reale definizione delle modalità di vincolo per sistemi in aggregato, infatti, rappresenta un tema di ricerca che necessita di ulteriori approfondimenti: ne è un riscontro il fatto che nella letteratura di riferimento non sia ancora possibile, ad oggi, trovare delle comprovate soluzioni al problema.

#### 4.2.1. Individuazione dei livelli di danno per l'analisi globale

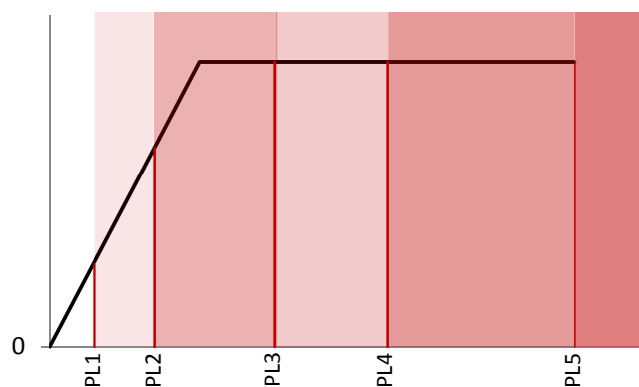
Analogamente a quanto previsto nel caso di analisi cinematica (§3.2.3), per la definizione della vulnerabilità e sicurezza sismica globale sono stati individuati specifici Stati Limite a descrizione dei possibili livelli di danno al variare della domanda sismica. Gli stati di danno sono definiti sulla curva di capacità ottenuta dalle analisi statiche non-lineari in termini di spostamento: ad ogni punto della curva corrisponde un determinato livello di danno atteso sulla struttura.

I livelli di danno adottati (Calvi, 1999) per strutture in muratura non rinforzata fanno riferimento ai gradi di danno definiti nella scala EMS98 (§1.2.1.1) secondo sei intervalli. I parametri di riferimento considerati nella definizione dei livelli di danno, per quanto riguarda la capacità della struttura, sono i valori di  $d_y$  e  $d_u$  che corrispondono, nella curva di capacità, rispettivamente alla condizione di plasticizzazione e alla condizione di Stato Limite Ultimo. La domanda sismica, invece, è descritta dal valore di  $d_{max}$  che rappresenta lo spostamento richiesto da un determinato evento sismico (risposta in spostamento effettiva dell'edificio).

**Tabella 4.11: Individuazione dei differenti livelli di danno per meccanismi globali di collasso**

Intervallo di danno		Accelerazione/spostamento corrispondente
livello di danno 0	<b>DL0</b>	$0 < d_{max} < 0.30d_y$
livello di danno 1	<b>DL1</b>	$0.30d_y < d_{max} < d_y$
livello di danno 2	<b>DL2</b>	$d_y < d_{max} < 1.5 d_y$
livello di danno 3	<b>DL3</b>	$1.5 d_y < d_{max} < 0.5 (d_y + d_u)$
livello di danno 4	<b>DL4</b>	$0.5 (d_y + d_u) < d_{max} < d_u$
livello di danno 5	<b>DL5</b>	$d_{max} > d_u$

Per ogni analisi condotta sulle opere master di riferimento di ogni tipologia sono stati determinati i livelli di danno al variare del periodo di ritorno.



**Figura 4.7: Livelli di danno previsti per l'analisi globale**

La definizione dei livelli di danno in termini di spostamento, che caratterizzano l'andamento della curva di capacità, consente di valutare le prestazioni attese per ogni tipologia attraverso l'identificazione del "performance point" (PP): rappresenta lo spostamento massimo effettivo ( $d_{max}$ ) sulla curva di capacità consentendo di individuare il livello di danno caratteristico di ogni modello analizzato. Il metodo adottato prevede la valutazione del PP attraverso l'intersezione della curva di capacità con lo spettro di domanda ridotto secondo l'approccio proposto da Fajfar (N2 Method; Fajfar, 1999; Fajfar, 2000) e recepito nelle attuali normative europee e italiane (EC8, 2003; NTC 2008): il confronto prevede la



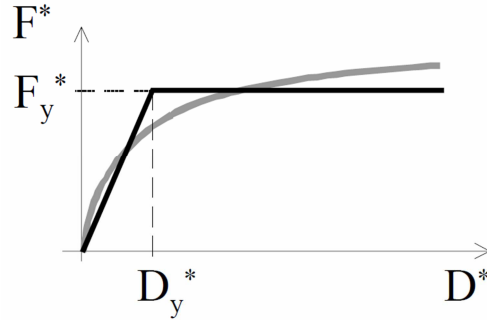


Figura 4.9: Determinazione della curva di capacità bilineare equivalente (Fajfar, 2000)

- Definizione PP: la domanda di spostamento  $d_{max}^*$  corrisponde all'ascissa del punto di intersezione fra la curva di capacità bilineare del sistema a 1 grado di libertà equivalente e lo spettro di domanda anelastico di duttilità  $\mu$ . Il parametro di riferimento per la valutazione del PP risulta il periodo elastico  $T^*$  definito:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m \cdot D_y^*}{F_y^*}} \quad [66]$$

dove  $D_y^*$  e  $F_y^*$  sono lo spostamento e la forza in corrispondenza dello snervamento.

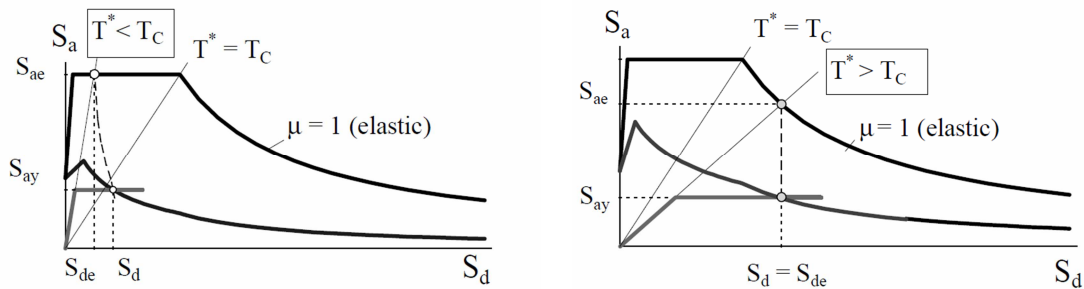


Figura 4.10: Determinazione dello spostamento obiettivo da analisi statica non-lineare (Fajfar, 2000)

Se il valore del periodo elastico  $T^*$  risulta minore a  $T_C$  la domanda di duttilità e lo spostamento del sistema risultano:

$$S_d = d_{max}^* = \mu \cdot D_y^* = \frac{S_{de}}{R_\mu} (1 + (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*}) \quad T^* < T_C \text{ (breve periodo)} \quad [67]$$

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} + 1 \quad [68]$$

Diversamente, se il valore del periodo elastico  $T^*$  risulta maggiore o uguale a  $T_C$  lo spostamento del sistema anelastico corrisponde a quello del sistema elastico di pari periodo (ugual spostamento):

$$S_d = d_{max}^* = S_{de}(T^*) \quad T^* \geq T_C \text{ (medio e lungo periodo)} \quad [69]$$

In questo caso la domanda di duttilità  $\mu$  corrisponde al fattore di riduzione  $R_\mu$ . Lo spostamento  $d_{max}$  corrispondente al sistema a  $n$  gradi di libertà vale:

$$d_{max} = \Gamma \cdot d_{max}^* \quad [70]$$

#### 4.2.2. Valutazione e confronto tra i livelli di danno adottati nell'analisi globale

Dopo la valutazione degli indici di sicurezza  $\alpha_{SLV}$  (rapporto tra lo spostamento di domanda e lo spostamento allo SLV) le successive valutazioni sono state condotte con lo scopo di identificare i livelli di danno: sono confrontati due diversi approcci che considerano una valutazione, più generale, in termini statistici e una valutazione, più approfondita, in termini probabilistici. Il primo approccio fa riferimento alla costruzione di matrici di probabilità di danno (DPM) che identificano la distribuzione del



danneggiamento al variare dell'intensità sismica in termini statistici. Tale approccio è stato adottato valutando il danno al variare del  $T_R$  e prendendo in considerazione, per ogni edificio di ogni tipologia, le curve di capacità che presentano la configurazione più gravosa (indice di sicurezza  $\alpha_{SLV}$  minore).

Sono di seguito riportati (Figura 4.11, Figura 4.12 e Figura 4.13) gli istogrammi rappresentativi dei valori delle percentuali di raggiungimento dei vari livelli di danno in funzione della variabile domanda sismica (periodo di ritorno) e con riferimento alle sole tipologie a insediamento isolato.

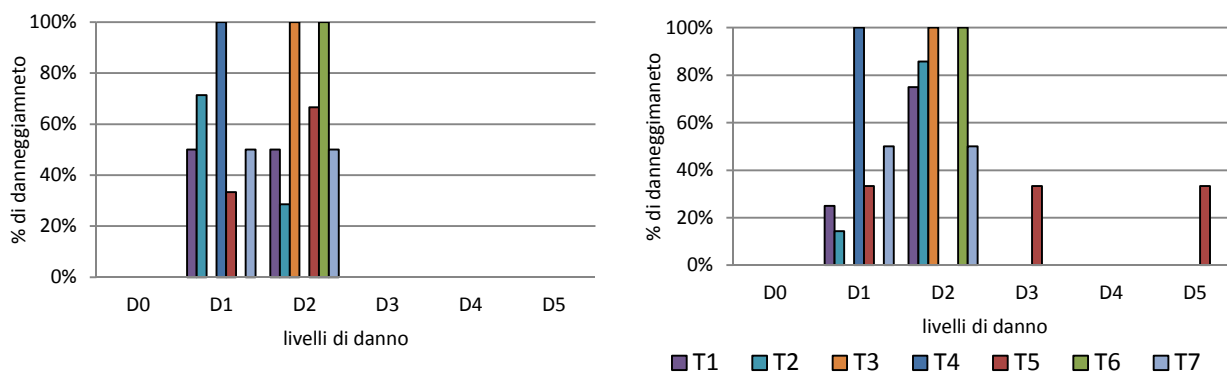


Figura 4.11: Distribuzione delle percentuali di danno delle tipologie individuate per un  $T_R$  di 45 e 75 anni

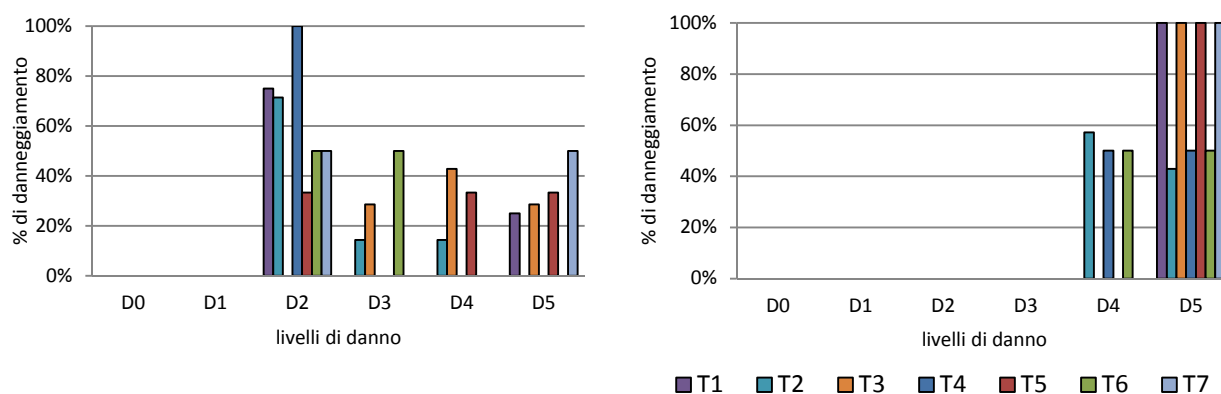


Figura 4.12: Distribuzione delle percentuali di danno delle tipologie individuate per un  $T_R$  di 201 e 475 anni

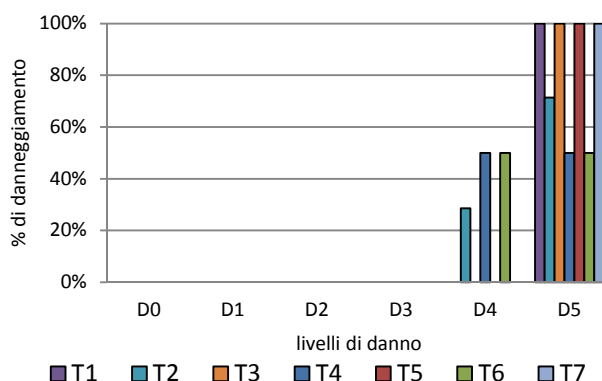


Figura 4.13: Distribuzione delle percentuali di danno delle tipologie individuate per un  $T_R$  di 712 anni

Una volta definite le DPM sono stati calcolati i valori del parametro danno medio e valutate le distribuzioni di probabilità del danno  $p_k$  al variare di  $T_R$ . Il passaggio ad una distribuzione di probabilità avviene considerando la legge binomiale  $p_k$  che descrive la probabilità di avere un determinato danno di livello:

$$p_k = \frac{5!}{k!(5-k)!} d^k (1-d)^{5-k} \quad \text{con} \quad k = 1, 2, 3, 4, 5 \quad [71]$$

La funzione binomiale  $p_k$  dipende dal solo parametro  $d$  definito danno medio: permette di descrivere l'intera distribuzione del danno al variare della domanda sismica e può assumere un valore compreso tra 0, di danno nullo, e 1, di danno completo (Giovinazzi e Lagomarsino, 2001).

$$d = \frac{\sum_{k=0}^5 \%[DK] \cdot k}{5} \quad [72]$$

**Tabella 4.12: Valori del parametro danno medio e della distribuzione del danno al variare del  $T_R$** 

Tipologia 1								
$T_R$ [anni]	PGA [g]	d	DO	D1	D2	D3	D4	D5
45	0.036	0.300	0.17	0.36	0.31	0.13	0.03	0.00
75	0.043	0.350	0.12	0.31	0.34	0.18	0.05	0.01
201	0.061	0.550	0.02	0.11	0.28	0.34	0.21	0.05
475	0.085	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
712	0.099	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
Tipologia 2								
$T_R$ [anni]	PGA [g]	d	DO	D1	D2	D3	D4	D5
45	0.036	0.257	0.23	0.39	0.27	0.09	0.02	0.00
75	0.098	0.371	0.10	0.29	0.34	0.20	0.06	0.01
201	0.036	0.486	0.04	0.17	0.32	0.30	0.14	0.03
475	0.000	0.886	0.00	0.00	0.01	0.09	0.35	0.55
712	0.000	0.943	0.00	0.00	0.00	0.03	0.23	0.75
Tipologia 3								
$T_R$ [anni]	PGA [g]	d	DO	D1	D2	D3	D4	D5
45	0.036	0.400	0.08	0.26	0.35	0.23	0.08	0.01
75	0.043	0.400	0.08	0.26	0.35	0.23	0.08	0.01
201	0.061	0.800	0.00	0.01	0.05	0.20	0.41	0.33
475	0.085	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
712	0.099	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
Tipologia 4								
$T_R$ [anni]	PGA [g]	d	DO	D1	D2	D3	D4	D5
45	0.036	0.200	0.328	0.410	0.205	0.051	0.006	0.000
75	0.043	0.200	0.328	0.410	0.205	0.051	0.006	0.000
201	0.061	0.400	0.078	0.259	0.346	0.230	0.077	0.010
475	0.085	0.900	0.000	0.000	0.008	0.073	0.328	0.590
712	0.099	0.900	0.000	0.000	0.008	0.073	0.328	0.590
Tipologia 5								
$T_R$ [anni]	PGA [g]	d	DO	D1	D2	D3	D4	D5
45	0.036	0.333	0.132	0.329	0.329	0.165	0.041	0.004
75	0.043	0.600	0.010	0.077	0.230	0.346	0.259	0.078
201	0.061	0.733	0.001	0.019	0.102	0.280	0.386	0.212
475	0.085	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
712	0.099	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
Tipologia 6								
$T_R$ [anni]	PGA [g]	d	DO	D1	D2	D3	D4	D5
45	0.036	0.300	0.168	0.360	0.309	0.132	0.028	0.002
75	0.043	0.300	0.168	0.360	0.309	0.132	0.028	0.002
201	0.061	0.500	0.031	0.156	0.313	0.313	0.156	0.031
475	0.085	0.700	0.002	0.028	0.132	0.309	0.360	0.168
712	0.099	0.900	0.000	0.000	0.008	0.073	0.328	0.590
Tipologia 7								
$T_R$ [anni]	PGA [g]	d	DO	D1	D2	D3	D4	D5
45	0.036	0.300	0.168	0.360	0.309	0.132	0.028	0.002
75	0.043	0.300	0.168	0.360	0.309	0.132	0.028	0.002
201	0.061	0.700	0.002	0.028	0.132	0.309	0.360	0.168
475	0.085	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
712	0.099	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000

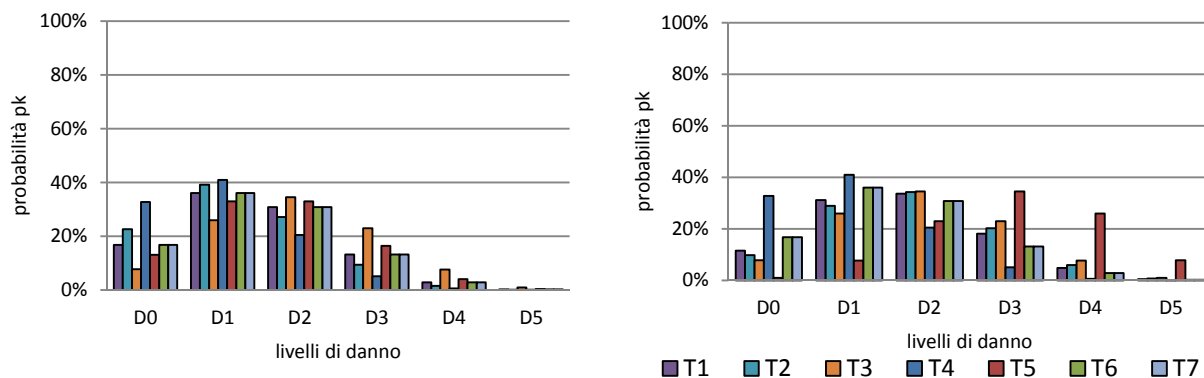


Figura 4.14: Distribuzione della probabilità di danno  $p_k$  delle tipologie individuate per un  $T_R$  di 45 e 75 anni

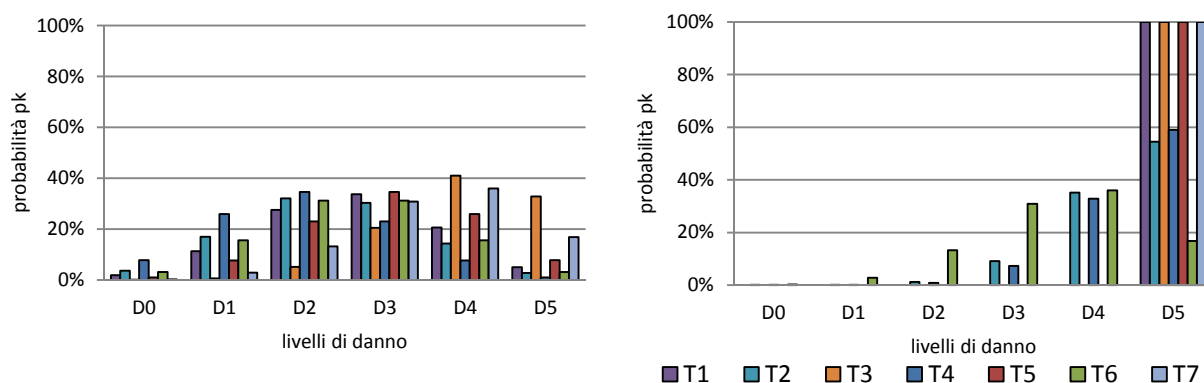


Figura 4.15: Distribuzione della probabilità di danno  $p_k$  delle tipologie individuate per un  $T_R$  di 201 e 475 anni

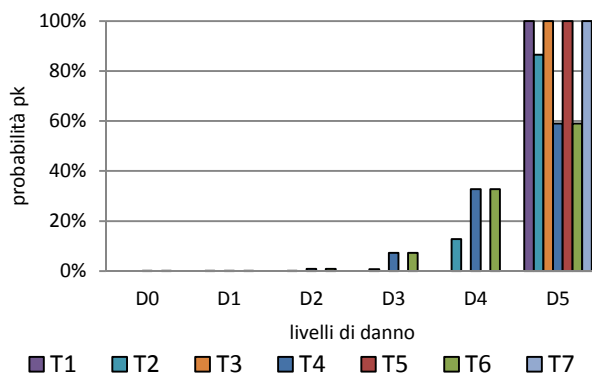


Figura 4.16: Distribuzione della probabilità di danno  $p_k$  delle tipologie individuate per un  $T_R$  di 712 anni

Dal confronto tra le distribuzioni ottenute (Figura 4.14, Figura 4.15 e Figura 4.16) si evidenzia come per  $T_R$  bassi le distribuzioni di probabilità di danno presentano andamenti confrontabili con prevalenza di danno in corrispondenza dei livelli D1 e D2; si discostano solamente le tipologie T4 e T5 che presentano andamenti dei livelli di danno rispettivamente minori (D0 e D1) e maggiori (D3 e D4).

Per periodi di  $T_R$  pari a 201 anni i valori di  $p_k$  evidenziano la prevalenza di livelli di danno superiori a D2 corrispondente, secondo la EMS98, ad un danno moderato. Rispetto alle altre, la tipologia T3 presenta percentuali prevalenti in corrispondenza degli intervalli danno D4 e D5.

Confrontando le tipologie si evidenzia, a partire da  $T_R$  di 475 anni, una distribuzione di probabilità di danno su livelli più gravosi: il danno si attesta con netta prevalenza in corrispondenza dei livelli D4 e D5; in particolare le tipologie T1, T3, T5 e T7 presentano una  $p_k$  unitaria. In riferimento al  $T_R$  di 712 anni previsto dall'attuale normativa per lo SLV ( $V_N=50$  anni e  $c_u=1.5$ ), tutte le tipologie presentano

percentuali prevalenti in corrispondenza del livello di danno D5. In generale, le tipologie che presentano le percentuali inferiori di probabilità di eccedenza del danno per  $T_R$  di 475 e 712 anni risultano la T2, la T4 e la T6.

Le analisi fino ad ora descritte hanno consentito di valutare la capacità e la perdita della stessa al variare della domanda sismica secondo diversi approcci: con l'obiettivo di definire la vulnerabilità sismica, le analisi non prendono in considerazione il singolo edificio, ma l'intero campione di complessi raggruppandoli secondo definite classi tipologiche (§4.1.1); per ogni tipologia sono state identificate delle opere master di riferimento su cui sono state condotte le analisi statiche non-lineari per la valutazione del comportamento globale. La perdita di capacità è stata valutata con riferimento alle sole analisi più gravose (indice di sicurezza  $\alpha_{SLV}$  minore) definendo la probabilità di subire un determinato livello di danno variabile da D0 (nullo) a D5 (completo). Le distribuzioni di probabilità  $p_k$  ottenute nelle tipologie edilizie hanno evidenziato una configurazione caratterizzata da una elevata vulnerabilità, anche in corrispondenza di bassi  $T_R$ , ed estremamente a favore di sicurezza: valutazioni approfondite svolte sui singoli edifici hanno evidenziato come in una analisi per tipologie costruttive, prendere come unico riferimento la sole analisi più gravose non consente la formulazione di una corretta definizione della vulnerabilità per un vasto patrimonio edilizio.

Il confronto condotto tra tutte le curve di capacità, per ogni tipologia degli insediamenti isolati, ha quindi permesso di evidenziare le differenti risposte sismiche dei modelli al variare dei parametri geometrici e strutturali:

- gli edifici appartenenti alle tipologie T1 e T5 presentano, complessivamente, i valori minori di resistenza e buone capacità di spostamento. I valori di snervamento di taglio alla base non superano i  $6.5 \times 10^3$  kN mentre gli spostamenti dei nodi di controllo presentano valori più volte superiori a 3 cm. Entrambe le tipologie sono caratterizzate da orizzontamenti leggeri e deformabili (solai lignei) sia ai livelli intermedi che in copertura;

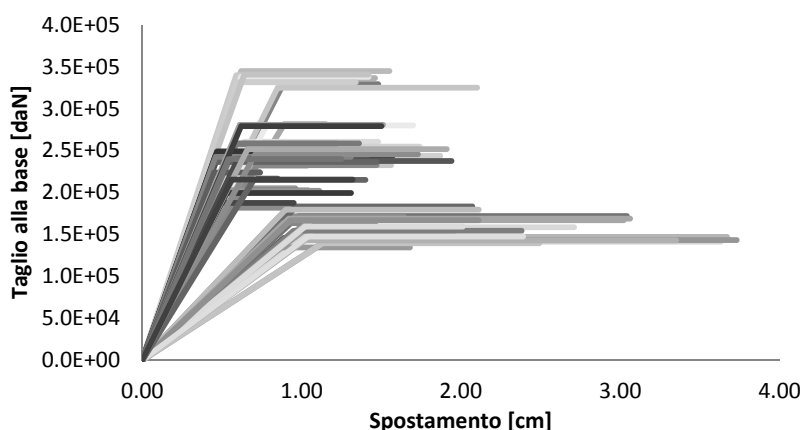


Figura 4.17: Distribuzione delle curve di capacità ottenute per la tipologia 1

- gli edifici appartenenti alle tipologie T3 e T6 presentano valori di resistenza maggiori (fino a  $2 \times 10^4$  kN) e di spostamento inferiori (inferiori a 3 cm). In questo caso le tipologie, caratterizzate da orizzontamenti pesanti e rigidi (solai in laterocemento/soletta c.a.) sia ai livelli intermedi che in copertura, evidenziano una maggiore rigidità con conseguente diminuzione della deformabilità delle strutture;
- gli edifici appartenenti alle tipologie T2, T4 e T7 presentano, invece, una configurazione intermedia sia in termini di resistenza che di spostamento. Queste tipologie sono caratterizzate da orizzontamenti rigidi nei piani intermedi e deformabile in copertura;

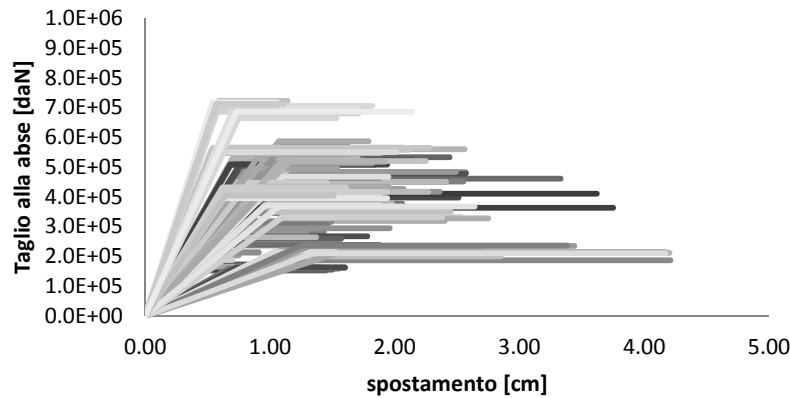


Figura 4.18: Distribuzione delle curve di capacità ottenute per la tipologia 2

- le tipologie caratterizzate da un numero di piani maggiore (T4 fino a 5 piani e T7 fino a 4 piani) e da caratteristiche meccaniche della muratura, in termini di spessore delle pareti, migliori (entrambe fino a 6 teste al piano terra e 4 teste ai piani superiori) presentano elevati valori di resistenza ed una minore inclinazione del tratto elastico delle curve di capacità. Questo primo tratto delle curve, caratterizzato dal valore della rigidità secante (rapporto tra la forza e lo spostamento in corrispondenza della plasticizzazione), rappresenta un comportamento elastico delle strutture anche per elevati valori di taglio alla base e di spostamento.

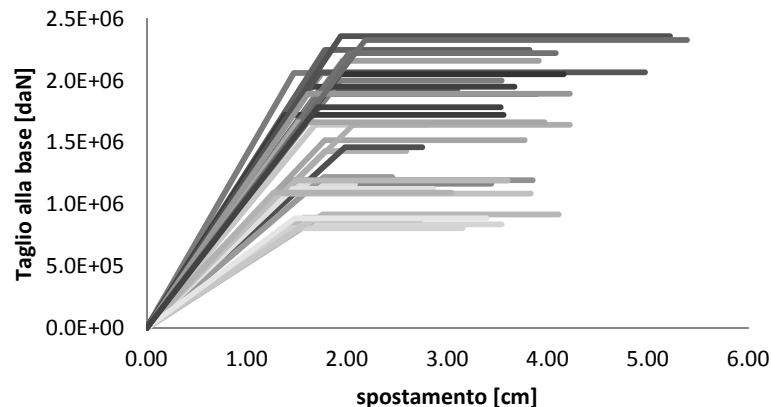


Figura 4.19: Distribuzione delle curve di capacità ottenute per la tipologia 7

A fronte di tali osservazioni si è ritenuto opportuno approfondire la valutazione della vulnerabilità prendendo in considerazione tutte le analisi dei singoli edifici, e non solo le più gravose: il primo confronto prevede la valutazione del superamento delle soglie per gli SLD e SLU, corrispondenti nella curva di capacità agli spostamenti  $d_y$  e  $d_u$ ; successivamente, le analisi prevedono la costruzione di curve di fragilità, secondo le distribuzioni di probabilità di danno, e la formulazioni di scenari di danno.

#### 4.2.3. Individuazione del danno al superamento delle soglie di SLD e SLU

La valutazione proposta prevede l'individuazione, per ognuna delle tipologie individuate, delle soglie di superamento dello Stato Limite di Danno e dello Stato Limite Ultimo al variare del periodo di ritorno dell'azione sismica (Figura 4.20 e Figura 4.22). Il superamento della soglia si considera confrontando la domanda di spostamento  $d_{max}$  con gli spostamenti caratteristici della curva di capacità: le soglie dello

SLD e dello SLU corrispondono, nella curva, rispettivamente al superamento del tratto elastico definito dallo spostamento  $d_y$  e del tratto plastico definito dallo spostamento  $d_u$ .

Questo confronto consente di individuare le soglie caratteristiche della tipologia considerate (differenziate per insediamento isolato o in aggregato) evidenziando quelle che presentano una maggiore vulnerabilità secondo le soglie di  $T_R$  individuate.

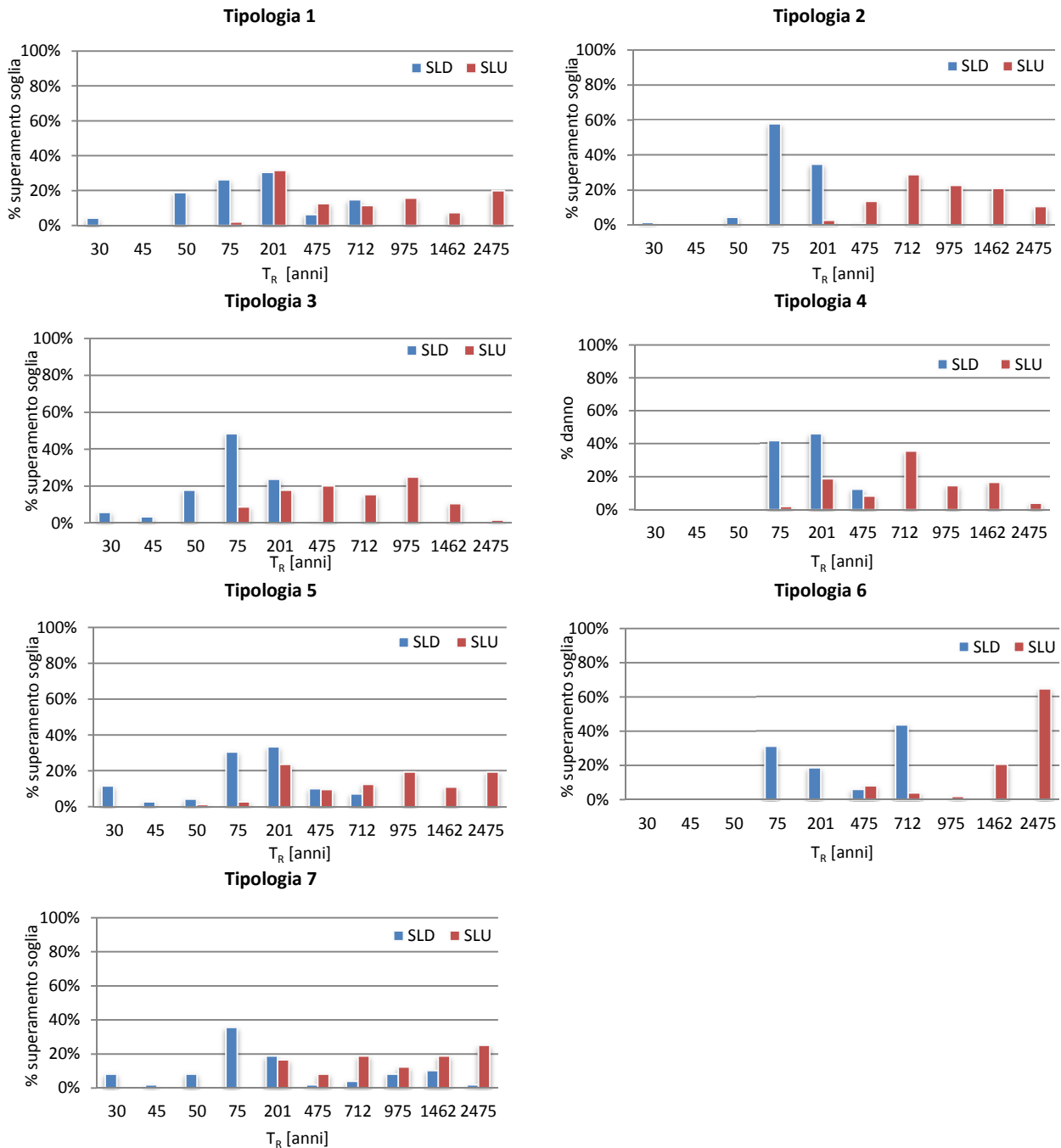


Figura 4.20: Individuazione delle tipologie edilizie con insediamento isolato al superamento degli Stati Limite SLD e SLU e al variare del periodo  $T_R$

Osservando i risultati ottenuti per gli SLD (Figura 4.22) si evidenzia come la maggioranza delle tipologie, ad esclusione della T6, presentano percentuali di soglie di superamento prevalenti in corrispondenza dei periodi di ritorno di 75 e 201 anni. Le tipologie T1, T6 e T7 presentano percentuali non trascurabili anche in corrispondenza di  $T_R$  superiori a 475 anni. Con riferimento allo SLU la tipologia T6 presenta

percentuali di superando rilevanti per soglie con periodi superiori a 975 anni; le restanti presentano distribuzioni di percentuali più omogenee comprese nell'intervallo tra 201 e 1462 anni.

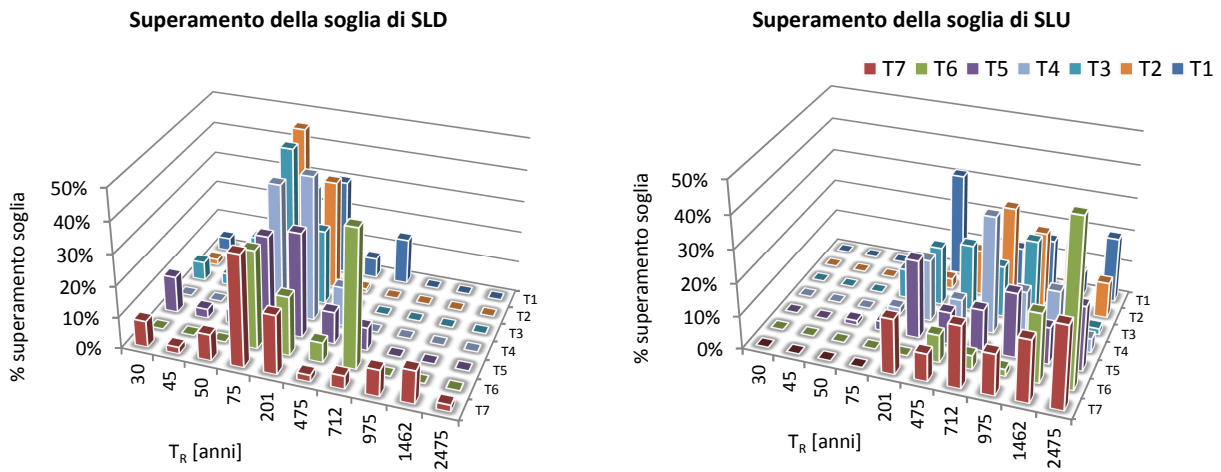


Figura 4.21: Individuazione delle tipologie edilizie con insediamento isolato al superamento degli SLD e SLU al variare di  $T_R$

Analogamente alla configurazione con insediamento isolato sono stati confrontati i diversi  $T_R$  caratteristici delle tipologie edilizie in aggregato. Anche in questo caso per lo SLD le percentuali si concentrano prevalentemente nell'intervallo di  $T_R$  tra 75 e 201 anni; vi sono comunque, ad esclusione della tipologia T2, percentuali significative in corrispondenza di  $T_R$  sia superiori che inferiori. In riferimento agli SLU le tipologie T1 e T2 presentano percentuali prevalenti negli intervalli superiori a  $T_R$  di 201 anni mentre le tipologie T3 e T5 presentano una distribuzione più omogenea coinvolgendo anche periodi di ritorno inferiori. Inoltre, sempre in riferimento agli SLU, la tipologia T1 presenta percentuali di superamento rilevanti con periodi di ritorno fino a 2475 anni.

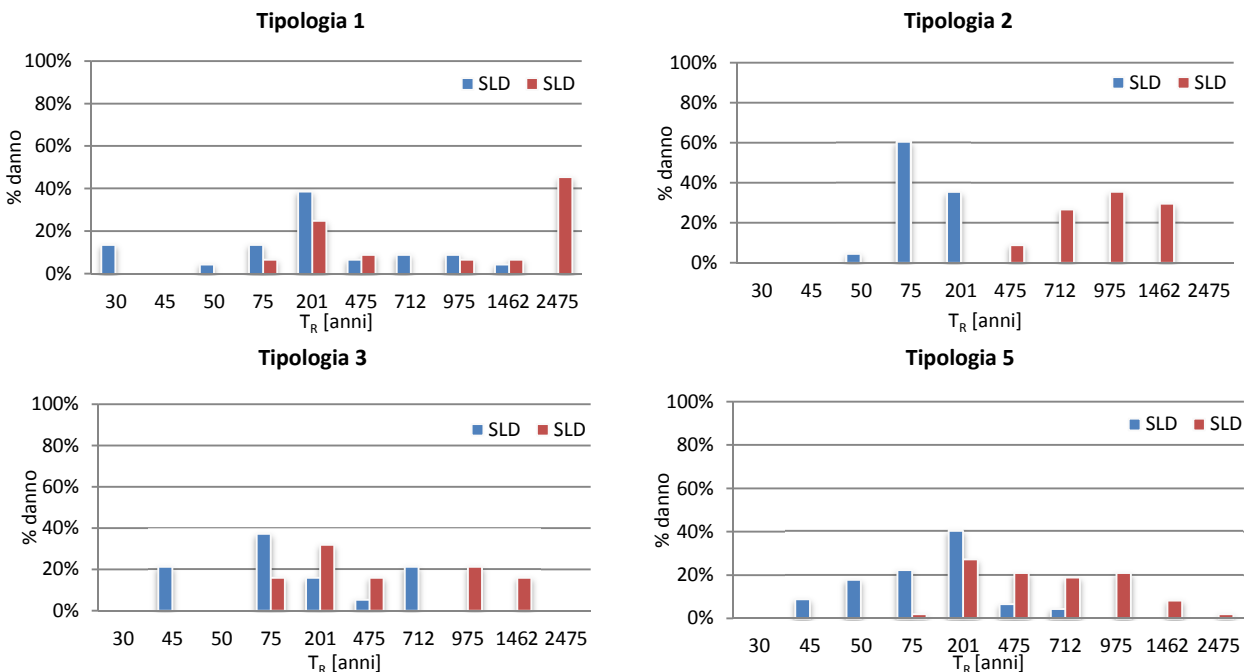


Figura 4.22: Individuazione delle tipologie edilizie con insediamento in aggregato al superamento degli Stati Limite SLD e SLU e al variare del periodo  $T_R$



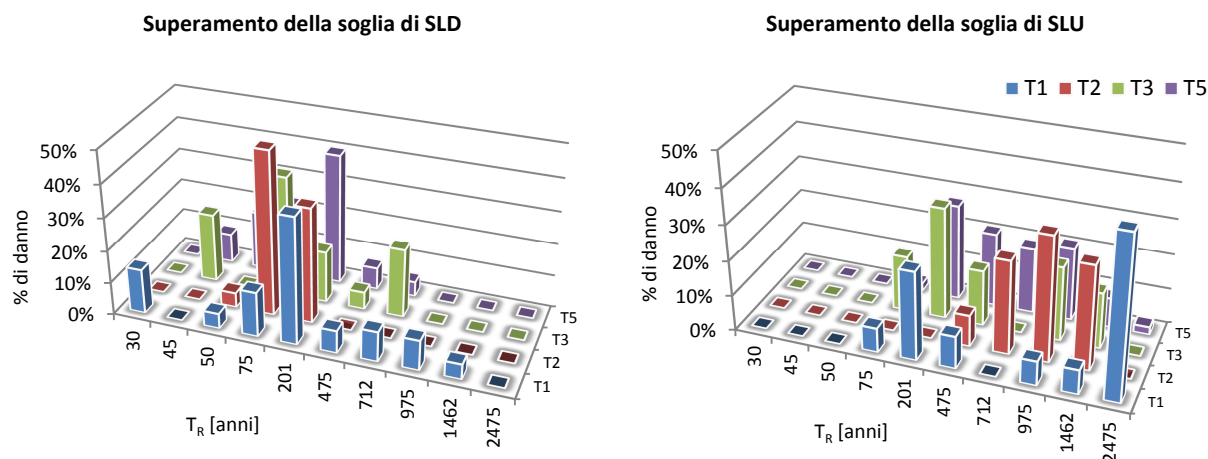


Figura 4.23: Individuazione delle tipologie edilizie con insediamento in aggregato al superamento degli SLD e SLU al variare di  $T_R$

I riepiloghi delle soglie di superamento proposte (Figura 4.21 e Figura 4.23) evidenziano l'andamento globale tra tutte le tipologie edilizie identificate: mentre per lo SLD i valori di  $T_R$  si concentrano in un intervallo ristretto, 75 e 201 anni, per lo SLU le distribuzioni ricoprono intervalli più estesi. Come ultimo parametro di confronto, per ognuna delle tipologie considerate, sono stati determinati i periodi di ritorno medi di riferimento: le soglie per lo SLD e SLU evidenziano le tipologie che presentano maggiore (T6 con 402 e 1993 anni) e minore (T3 con 99 e 694 anni) vulnerabilità (Tabella 4.13) secondo il periodo di ritorno individuato. Considerando l'insediamento in aggregato (Tabella 4.14), anche le soglie medie in corrispondenza dello SLU per la tipologia T3 evidenziano una maggiore vulnerabilità rispetto alle restanti con un  $T_R$  di 586 anni.

Tabella 4.13: Periodi di ritorno medi per lo SLD e lo SLU delle tipologie edilizie con insediamento isolato

	superamento soglia SLD [anni]	superamento soglia SLU [anni]
Tipologia 1	224	954
Tipologia 2	122	1071
Tipologia 3	99	694
Tipologia 4	183	820
Tipologia 5	197	1019
Tipologia 6	402	1993
Tipologia 7	387	1182

Tabella 4.14: Periodi di ritorno medi per lo SLD e lo SLU delle tipologie edilizie con insediamento in aggregato

	superamento soglia SLD [anni]	superamento soglia SLU [anni]
Tipologia 1	346	1390
Tipologia 2	118	1005
Tipologia 3	244	586
Tipologia 5	173	665

### 4.3. Osservazioni conclusive sull'analisi del comportamento globale

Le valutazioni del comportamento globale hanno previsto analisi statiche non-lineari (pushover) condotte sulle opere master di riferimento: individuate sulla base dei dati raccolti nel corso della fase conoscitiva (§2.4) costituiscono tipologie di strutture omogenee rappresentative del patrimonio edilizio analizzato. Le analisi hanno permesso la valutazione degli aspetti che caratterizzano la capacità e la vulnerabilità sismica: i parametri variabili per ogni tipologia fanno riferimento ad aspetti riguardanti la

configurazione di insediamento (isolati o in aggregato), la geometria delle strutture (n° di piani, spessore delle pareti) e le caratteristiche degli elementi strutturali (tipologia di orizzontamenti intermedi ed in copertura).

I risultati delle verifiche condotte sono stati valutati prendendo in considerazione per ogni tipologia le analisi che hanno evidenziato la configurazione più gravosa (coefficiente di sicurezza minore): l'individuazione del grado di danno secondo opportuni livelli definiti, sia in termini statistici che probabilistici, hanno evidenziato delle percentuali di danno elevate con valutazioni estremamente a favore di sicurezza. Con la finalità di formulare un giudizio a scala territoriale su un intero patrimonio e non condizionata dalle caratteristiche del singolo edificio, si è ritenuto più opportuno prendere in considerazione tutte le configurazioni e analisi risultanti dalle verifiche svolte; questo per consentire di tenere in considerazione, in maniera più efficace, tutte le possibili variabili in gioco senza influenzare il giudizio finale con le singole peculiarità che caratterizzano gli edifici. Gli scenari ottenuti in questo caso, valutando il superamento delle soglie corrispondenti agli SLD e SLU, evidenziano una distribuzione del danno più idonea al costruito analizzato con particolare riferimento alla finalità di formulare un giudizio per tipologie edilizie di un vasto patrimonio.



## 5. ANALISI DI VULNERABILITÀ SISMICA MEDIANTE CURVE DI FRAGILITÀ

La sicurezza sismica e la valutazione del rischio sismico di qualsiasi tipologia di struttura necessita, nella sua definizione, l'individuazione della vulnerabilità caratteristica di ogni sua componente (locale e globale) secondo prefissati livelli di danno: corrispondenti a diversi gradi di danneggiamento, vengono individuati dal confronto tra la capacità degli elementi a resistere ad azioni sismiche e la domanda sismica per diverse intensità. I livelli di danno vengono definiti, solitamente, in termini di accelerazioni e/o di spostamento (§3.2.3) (§4.2.1).

Le curve di fragilità rappresentano uno tra gli strumenti che meglio consentono la valutazione della vulnerabilità sismica: per un determinato elemento esprimono, per diversi livelli di intensità sismica solitamente espressa in termini di PGA, la probabilità condizionata di eccedenza di un prefissato livello di danno. Definita quindi la curva di fragilità caratteristica di una tipologia di elemento (locale) o insieme di elementi (globale), sarà possibile individuare la probabilità di eccedenza o meno dei livelli di danno prestabiliti al variare dell'intensità dell'azione sismica. Trattandosi di analisi di vulnerabilità su un vasto patrimonio edilizio, questo approccio di tipo probabilistico si ritiene il metodo più idoneo visto il grado di incertezza e variabilità dei parametri analizzati: sia per quanto riguarda la capacità (proprietà e qualità dei materiali, dettagli costruttivi e Livello di Conoscenza) che per la domanda sismica (intensità, frequenza e condizioni del sito). Di conseguenza, capacità e domanda saranno caratterizzate da una distribuzione non più certa (univoca per ogni tipologia e input sismico) ma probabilistica e soggetta da un certo grado di incertezza corrispondente ad un intervallo di valori (Figura 5.1).

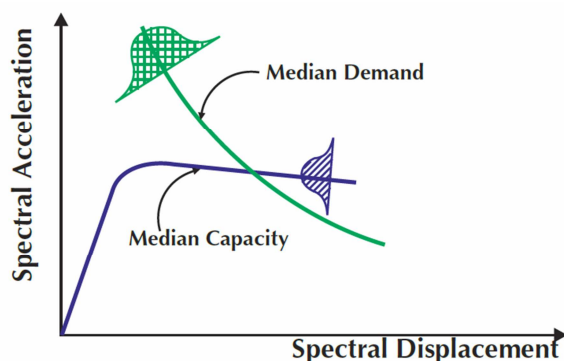


Figura 5.1: Incertezza delle capacità (source by VV.AA. (1999), in particular Mander, J.B.)

Le procedure adottabili nella costruzione delle curve di fragilità prevedono due possibili tipi di approccio a seconda se ottenute con metodi empirici o metodi analitici. L'approccio empirico basa la costruzione della curva in funzione di informazioni e di dati raccolti a seguito di eventi sismici passati: la definizione della vulnerabilità si basa su osservazioni effettuate direttamente in sito (Basoz, sisma di Northridge, 1994 e Shinozuka, sisma di Kobe, 1995) senza l'implementazione di procedure più onerose di calcolo che caratterizzano, invece, l'approccio analitico. Per essere adottata, però, l'approccio empirico richiede un esaustivo database di informazioni sulle strutture analizzate.

L'approccio analitico, invece, prevede la costruzione delle curve di fragilità attraverso analisi sismiche più complesse come analisi statiche lineari, analisi statiche non-lineari e analisi dinamiche non-lineari. In questo caso, la maggiore affidabilità dei risultati del giudizio di vulnerabilità richiede un onere computazionale di calcolo maggiore.

L'approccio per la costruzione delle curve di fragilità adottato in questo lavoro fa riferimento al metodo dello spettro di capacità CSM (Capacity Spectrum Method) per analisi statiche-non lineari (Shinozuka et al., 2000): tale procedura consente di valutare lo spostamento massimo richiesto ad una struttura

(performance point) per una fissata domanda sismica. Il punto di performance strutturale è fissato nella condizione in cui la capacità sismica dell'edificio corrisponde alla richiesta imposta alla struttura da un determinato evento sismico: la curva di capacità e lo spettro di risposta in questa procedura sono espressi nel piano ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum) in termini di accelerazioni e spostamento spettrali; il passaggio da spettro di risposta nella forma accelerazione-periodo a quello ADRS avviene considerando per l'ascissa dello spettro di domanda la relazione:

$$S_D = \frac{T^2}{4\pi^2} S_A \quad [73]$$

dove:  $S_A$  è l'ordinata dello spettro di risposta e di domanda,  $T$  è il periodo corrispondente alla relativa ordinata spettrale  $S_D$  da valutare.

### 5.1. Procedura per la costruzione di curve di fragilità

La procedura adottata nella generazione di curve di fragilità prevede, una volta costruite le curve di capacità per ogni analisi locale o globale, la definizione dei livelli di danni. Le misure di danno proposte sono state definite sia in riferimento al singolo macroelemento (indice di danno locale) che all'intera struttura (indice di danno globale) in funzione delle curve di capacità generale tramite analisi cinematiche dei meccanismi locali di collasso (§3.3) e analisi statiche non lineari per il comportamento globale (§4.2). In entrambe le analisi il livello di danno  $i$ -esimo è legato al parametro spostamento del punto di controllo del sistema; l'ultimo livello di danno è fissato in corrispondenza del superamento, secondo le indicazioni delle attuali normative (NTC2008), della condizione di SLV.

Tabella 5.1: Definizione dei livelli ed indici di danno per le analisi locali e globali

Analisi LOCALE		Indice di danno	Analisi GLOBALE	
spostamento livello danno $d_{DLi}$			spostamento livello danno $d_{DLi}$	
<b>PL1</b>	$0.7d_s^*$	$ID = \frac{d_D}{DL_i}$	<b>PL1</b>	$0.3d_y$
<b>PL2</b>	$d_s^* = 0.40d_u^* = 0.16d_0^*$		<b>PL2</b>	$0.7d_y$
<b>PL3</b>	$0.25d_0^*$		<b>PL3</b>	$1.5d_y$
<b>PL4</b>	$0.4d_0^*$		<b>PL4</b>	$0.5(d_y + d_u)$
			<b>PL5</b>	$d_u$

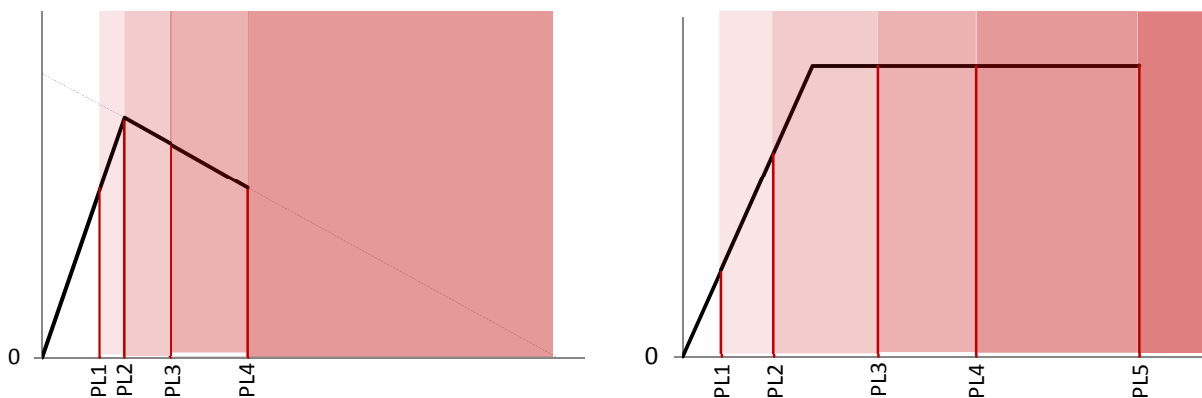


Figura 5.2: livelli di danno previsti per le analisi locali e globali

L'indice di danno  $ID$  è definito dal rapporto tra lo spostamento dovuto alla domanda sismica  $d_D$  (in corrispondenza del performance point) e lo spostamento  $d_{DLi}$  corrispondente del livello  $i$ -esimo di danno considerato ( $DL_i$ ). La definizione dell'indice  $ID$  dipende quindi, oltre che dai  $DL_i$  prefissati, anche

dalla variabile domanda sismica: la sua aleatorietà non consente di fissare a priori la sue caratteristiche rendendo necessaria una formulazione più ampia su base probabilistica.

Valutati i valori degli indici ID che definiscono la risposta in termini di danno, la domanda strutturale sismica media  $S_d$  può essere definita dalla seguente formula (Nielson & DesRoches, 2007):

$$S_d = e^{AID^B} \quad [74]$$

Questa può essere rappresentata nel piano bi-logaritmico intensità - danno attraverso una retta  $\lambda$ , che descrive i valori medi di uno specifico ID, di equazione:

$$\lambda = \ln(S_d) = A + B \cdot \ln(ID) \quad [75]$$

I coefficienti  $A$  e  $B$  della retta sono calcolati attraverso una regressione lineare fatta sull'intero set di dati; la dispersione della nuvola di punti definisce la deviazione standard dei valori medi di domanda, secondo gli scarti rispetto alla retta  $\lambda$  per il rispettivo ID.

Viene di seguito riportato un esempio di regressione lineare (Figura 5.3) per la definizione della retta  $\lambda$  dei diversi livelli di danno  $DL_i$ .

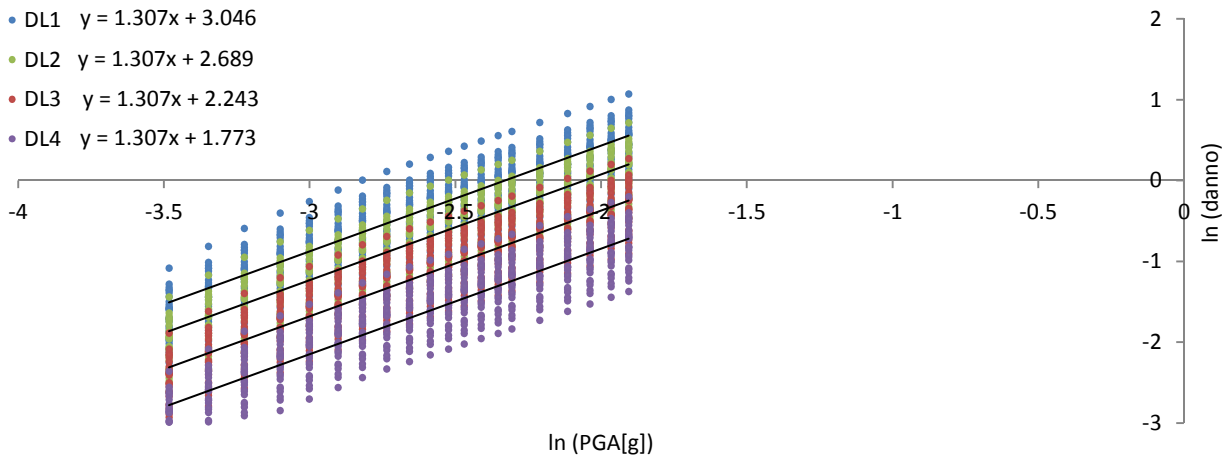


Figura 5.3: Elaborazione dei dati IM ottenuti per la determinazione delle curve di fragilità: esempio delle rette di regressione utilizzate per ogni livello di danno considerato

Determinati i coefficienti  $A$  e  $B$  della retta di regressione e la dispersione dei dati, è possibile costruire la curva di fragilità. Con riferimento ad una determinata domanda sismica, la probabilità che il danno sia uguale o maggiore di un certo Stato Limite viene rappresentata attraverso una funzione cumulativa della distribuzione log-normale di probabilità:

$$P(D > d_{DL}|ID) = P(S_d > S_c|ID) = \Phi \left[ \frac{\ln(S_d/d_{DLi})}{\beta_{DLi}} \right] \quad [76]$$

dove  $\Phi$  è la funzione cumulativa della distribuzione normale e  $\beta_{DLi}$  è la deviazione standard normale del logaritmo naturale della soglia di spostamento  $d_{DLi}$  che tiene in considerazione dell'incertezza e della casualità sia per la domanda che per la capacità. La distribuzione log-normale rappresenta la distribuzione di probabilità della variabile aleatoria  $d_{DL}$  il cui logaritmo  $\ln d_{DL}$  segue una distribuzione normale. La funzione densità di probabilità  $f_D$  associata ad una distribuzione log-normale è definita dall'equazione:

$$f_D(d_{DL}|ID) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\varepsilon d_{DL}}} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{\ln d_{DL} - \lambda}{\varepsilon} \right)^2 \right] \quad [77]$$

dove  $\varepsilon$  è il valore della dispersione per un dato  $ID(PGA)$  e gli altri termini sono definiti come sopra.

Tale metodo consente, pur avendo nelle analisi un numero limitato di valori di PGA, di individuare con buona attendibilità la probabilità di superamento della soglia di danno per un valore qualsiasi di accelerazione senza ulteriori analisi.

## 5.2. Curve di fragilità dall'analisi locale

Le curve di fragilità ottenute descrivono la probabilità di eccedenza per il prefissato livello di danno, in funzione della variabile domanda sismica (PGA), consentendo la formulazione di una prima stima sul possibile scenario di danno. Il confronto tra le differenti curve per tipologie di meccanismo consente di formulare un giudizio sulla risposta sismica locale del campione analizzato secondo configurazioni che influenzano positivamente (parete con contenimento) o negativamente (parete libera) la vulnerabilità, e con riferimento alla pericolosità indicata dalle NTC08 per la città di Padova. I livelli di danno adottati (§3.3.2) fissano nella curva di capacità del meccanismo cinque intervalli espressi in termini di spostamento.

Nella valutazione della vulnerabilità sismica, oltre all'identificazione delle variabili caratteristiche degli elementi analizzati, la definizione dell'input sismico risulta un parametro di fondamentale rilevanza vista l'incertezza e variabilità che rappresenta.

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0.031	2.520	0.211
43	0.035	2.544	0.239
60	0.040	2.546	0.264
83	0.045	2.524	0.284
108	0.050	2.512	0.298
141	0.055	2.539	0.308
183	0.060	2.607	0.312
231	0.065	2.630	0.316
284	0.070	2.627	0.321
342	0.075	2.625	0.325
402	0.080	2.622	0.329
463	0.085	2.621	0.332
543	0.090	2.612	0.336
639	0.095	2.603	0.340
728	0.100	2.595	0.343
949	0.110	2.580	0.349
1277	0.120	2.589	0.353
1629	0.130	2.598	0.356
2047	0.140	2.607	0.359
2475	0.149	2.614	0.362

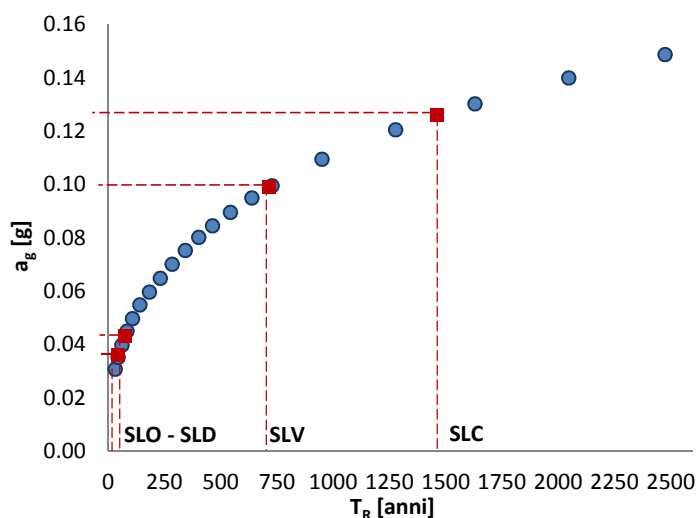


Figura 5.4: Domanda sismica considerata: da 0.030g a 0.150 g con passo 0.005g e indicazione del riferimento normativo per i diversi Stati Limite

Nell'approccio adottato sono state considerate 20 differenti Peak Ground Acceleration (PGA) definite secondo le indicazioni fornite dalla attuale normativa (NTC2008) al variare del periodo di ritorno  $T_R$  (Figura 5.4): le accelerazioni ricoprono un intervallo variabile da 0.030g (30 anni) a 0.150g (2475 anni) con passo 0.005g. Per le verifiche allo SLV per la città di Padova la PGA è di 0.099g con  $T_R$  di 712 anni ( $V_N$  50 anni e  $c_u$  III); per la caratterizzazione del sottosuolo, in base alle informazioni raccolte, è stata considerata la categoria C.

I meccanismi locali di collasso solitamente presentano una duttilità molto alta: sono prevalentemente caratterizzati dalla perdita di equilibrio (I modo) rispetto a fenomeni fessurativi sulla muratura. Per



questo, per ognuno degli intervalli di PGA, sono stati ricavati gli spettri elastici (smorzamento al 5%) considerando una rigidezza secante equivalente; questi andranno a definire il sisma sollecitante (domanda) e saranno confrontati con le singole curve di capacità ottenute nell'analisi cinematica.

### 5.2.1. Curve di fragilità per meccanismi semplici di I modo

La prima tipologia confrontata riguarda i meccanismi di ribaltamento semplice: le configurazioni analizzate si differenziano per numero di piani (da 1 a 4), spessore murario (da 2 a 4 teste) e tipologia di orizzontamento presente (leggero o pesante).

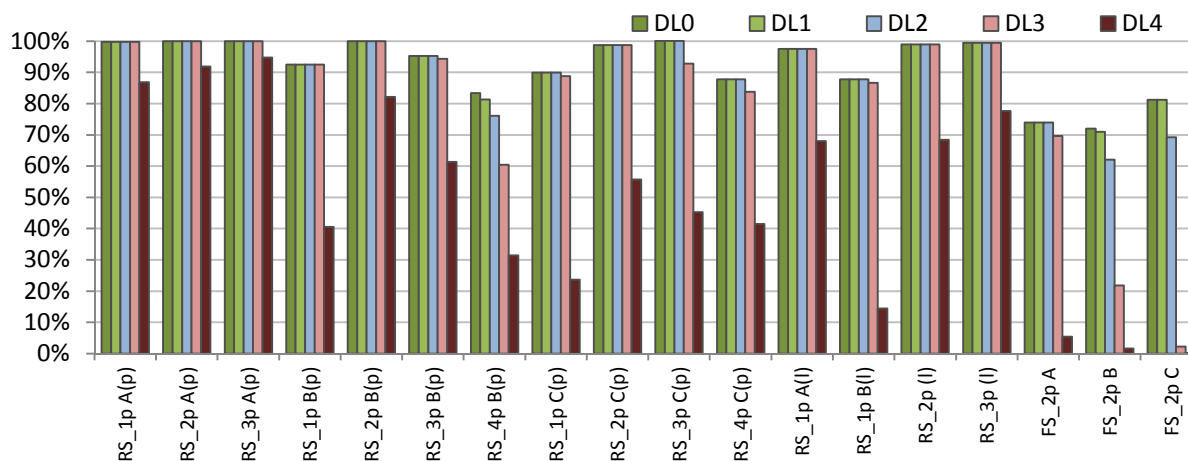


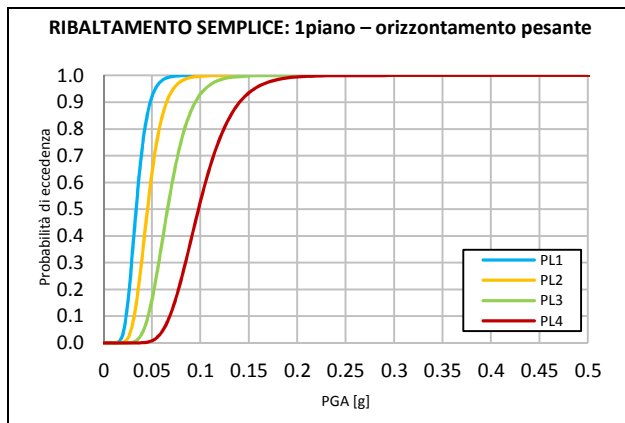
Figura 5.5: Probabilità di eccedenza dei meccanismi di ribaltamento e flessione semplice per  $T_R$  di 712 anni

Il diagramma riportato in Figura 5.5 rappresenta le distribuzioni di probabilità di eccedenza per i quattro livelli di danno (PL1-PL2-PL3-PL4) fissati per le analisi dei meccanismi locali di collasso in corrispondenza di una domanda sismica pari a  $T_R$  di 712 anni. Ogni meccanismo è stato nominato indicando il tipo di cinematismo (RS: ribaltamento semplice, FS: flessione semplice), il numero di piani (1p, 2p, 3p e 4p), lo spessore delle pareti (A: due teste, B: tre teste e C: quattro teste) ed il tipo di orizzontamento (p: pesante e l: leggero).

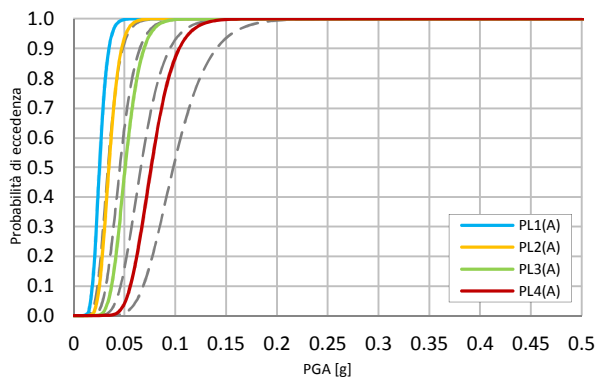
Osservando l'andamento degli istogrammi è evidente come tutti i meccanismi di ribaltamento semplice presentano elevate probabilità di superamento (>60%) per gli intervalli di danno da DL0 a DL3; per l'ultimo intervallo DL4, invece, le percentuali risultano maggiori per gli elementi con spessori delle murature a due teste. Per quanto riguarda i meccanismi a flessione, le probabilità di eccedenza evidenziano, ad esclusione della configurazione a due teste, valori inferiori con superamento prevalente dei soli intervalli nel range DL0-DL2.

Sono di seguito proposte le singole curve di fragilità ottenute per i meccanismi di ribaltamento e flessione semplice al variare delle diverse configurazioni considerate.

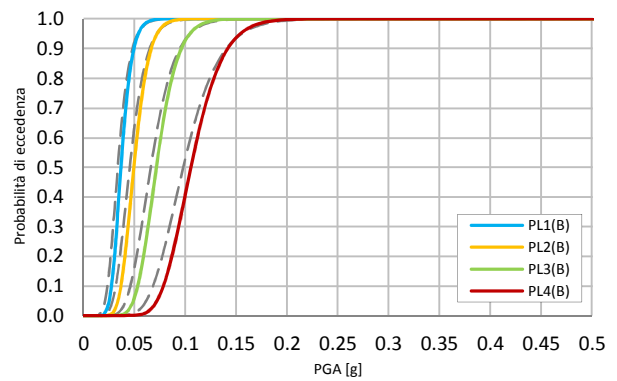
**5.2.1.1. Ribaltamento semplice con orizzontamento pesante**



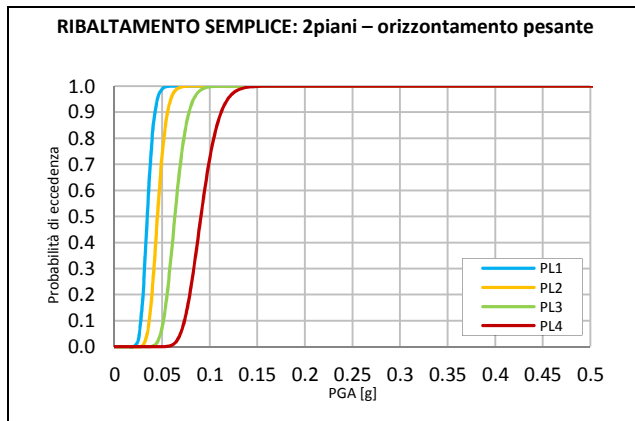
spessore 2 teste



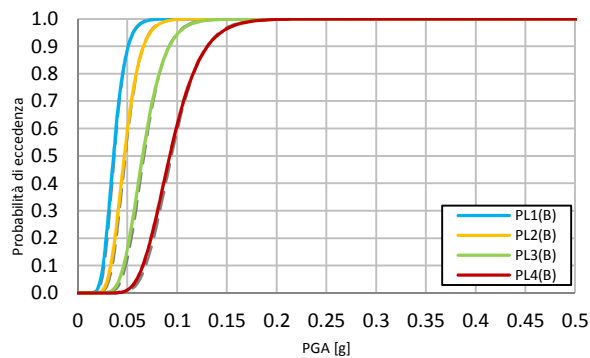
spessore 3 teste



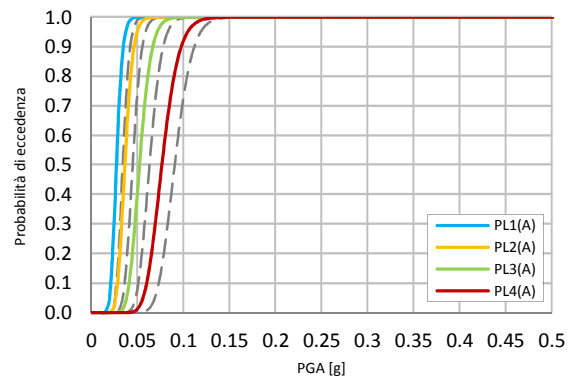
**Figura 5.6: Curve di fragilità per cinematiso di ribaltamento semplice RS\_1p (p): configurazione unita e a 2-3 teste**



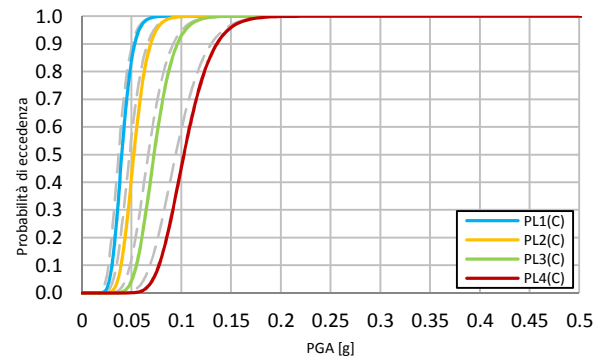
spessore 3 teste



spessore 2 teste



spessore 4 teste



**Figura 5.7: Curve di fragilità per cinematiso di ribaltamento semplice RS\_2p (p): configurazione unita e a 2-3-4 teste**

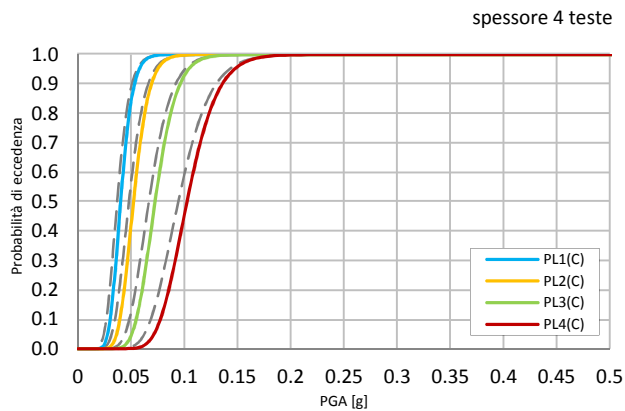
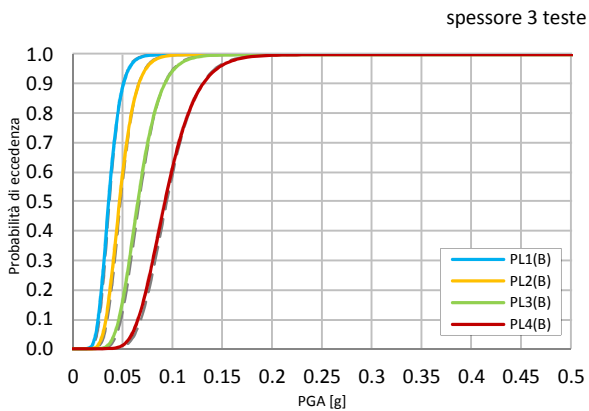
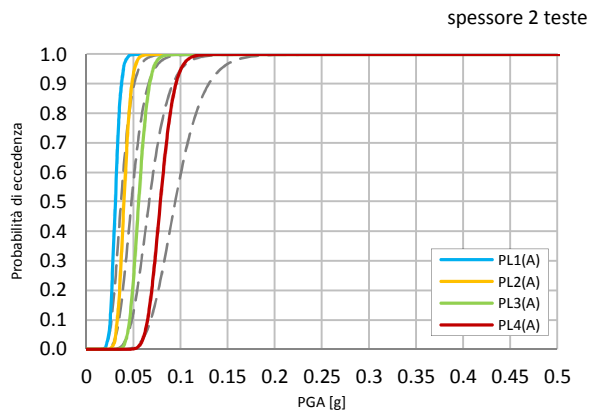
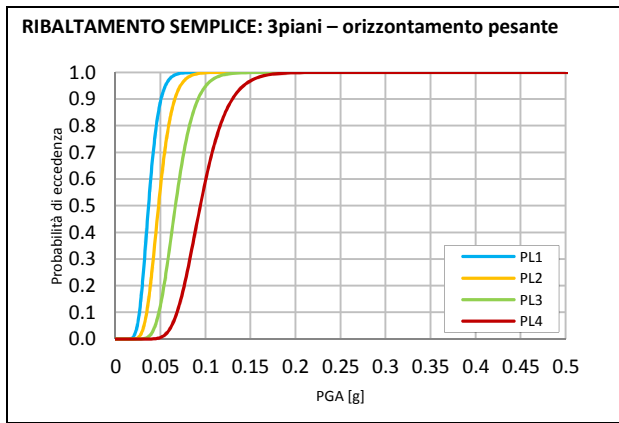


Figura 5.8: Curve di fragilità per cinematiso di ribaltamento semplice RS\_3p (p): configurazione unita e a 2-3-4 teste

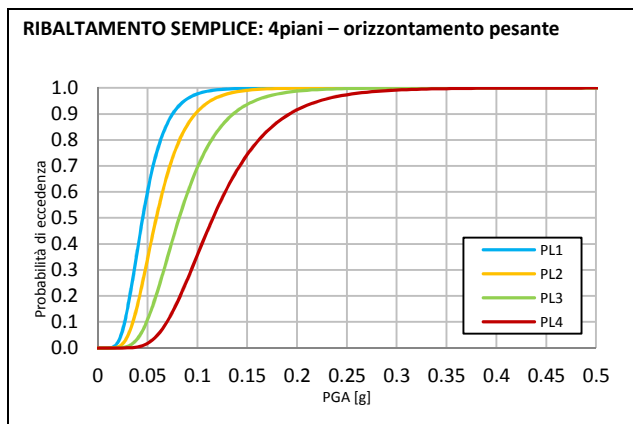


Figura 5.9: Curve di fragilità per cinematiso di ribaltamento semplice RS\_4p (p): configurazione unita

**5.2.1.2. Ribaltamento semplice con orizzontamento leggero**

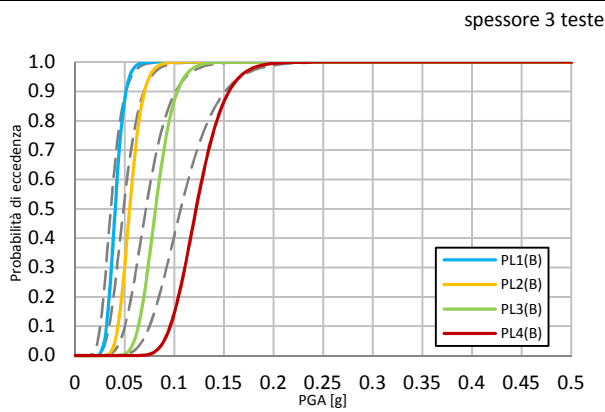
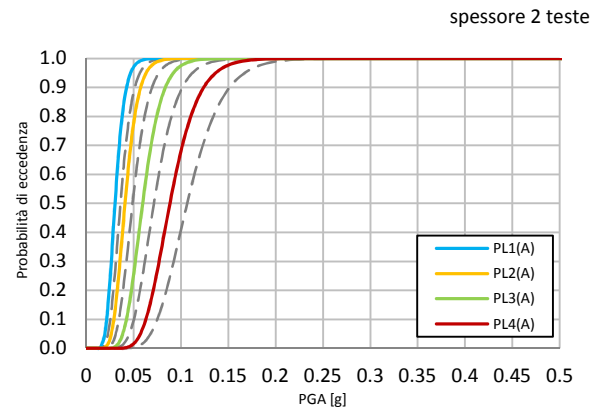
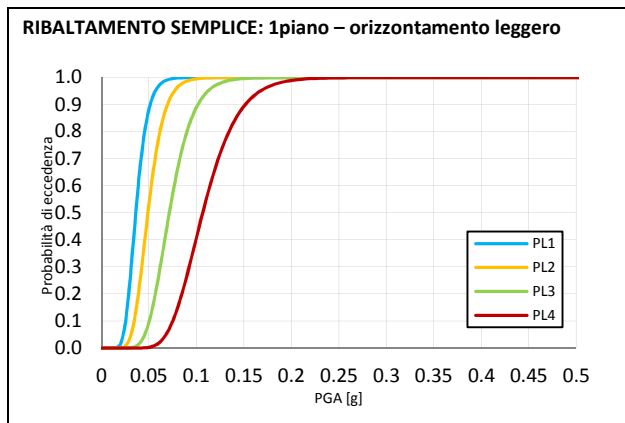


Figura 5.10: Curve di fragilità per cinematismo di ribaltamento semplice RS\_1p (I): configurazione unita e a 2-3 teste

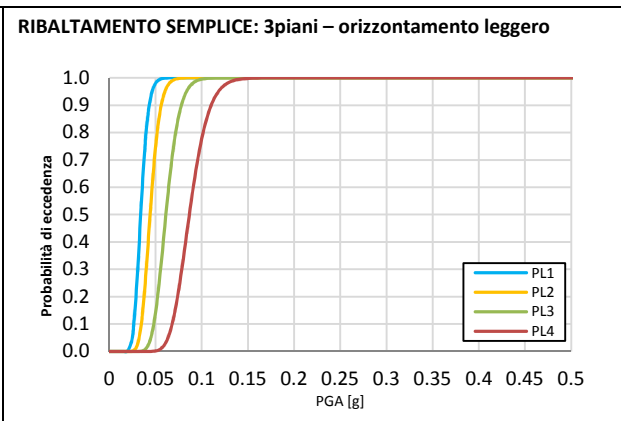
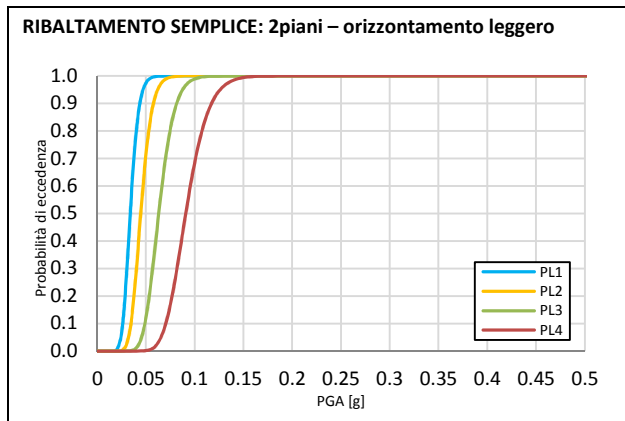


Figura 5.11: Curve di fragilità per cinematismo di ribaltamento semplice RS\_2p (I) e RS\_3p (I)

5.2.1.3. Flessione semplice con orizzontamento pesante

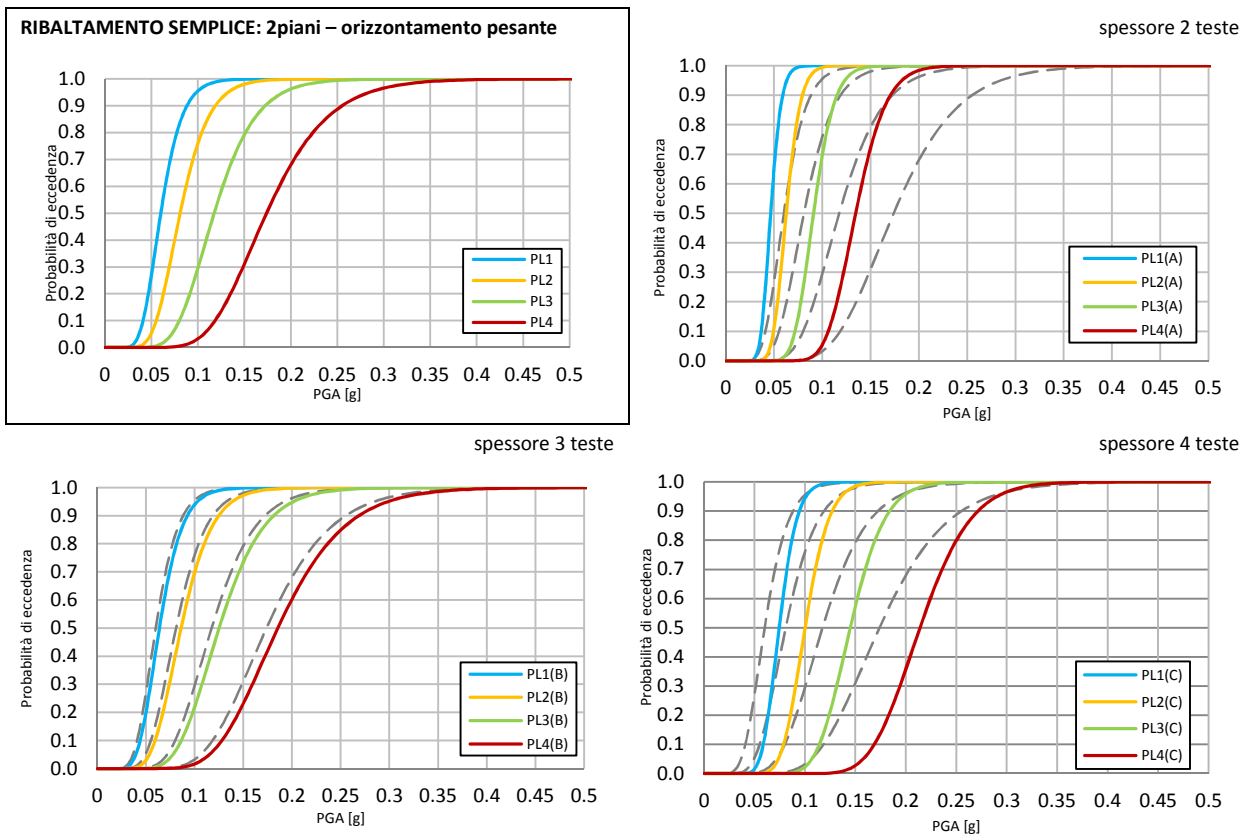


Figura 5.12: Curve di fragilità per cinematiso di ribaltamento semplice FS\_2p: configurazione unita e a 2-3-4 teste

5.2.2. Curve di fragilità per meccanismi con forze di contenimento di I modo

La seconda tipologia analizzata riguarda i meccanismi di ribaltamento considerando la presenza di forze di contenimento: le configurazioni analizzate si differenziano per numero di piani (da 1 a 4), elemento di contenimento (cordolo in breccia/tutto spessore, formazione di cuneo e ammorsamento trasversale) e tipologia di orizzontamento (pesante).

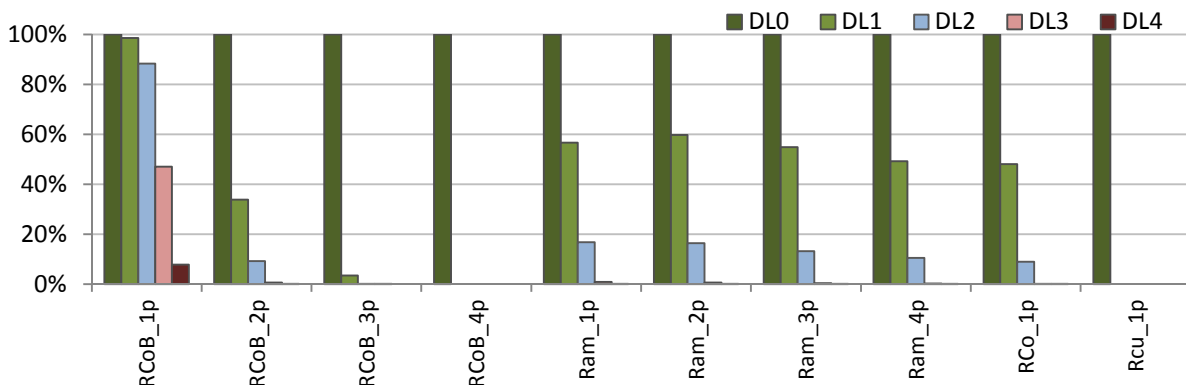


Figura 5.13: Probabilità di eccedenza dei meccanismi con forze di contenimento per  $T_R$  di 712 anni

Il diagramma riportato in Figura 5.13 rappresenta le distribuzioni di probabilità di eccedenza per i quattro livelli di danno fissati per le analisi dei meccanismi locali di collasso in corrispondenza di una domanda sismica pari a  $T_R$  di 712 anni. Ogni meccanismo è stato nominato indicando il tipo di cinematiso (RCoB: ribaltamento con cordolo in breccia, RAm: ribaltamento con ammorsamento

trasversale, RCo: ribaltamento con cordolo a tutto spessore e Rcu: ribaltamento con formazione di cuneo) ed il numero di piani (1p, 2p, 3p e 4p).

Osservando l'andamento degli istogrammi, rispetto alle precedenti configurazioni considerate (§5.2.1), è evidente come tutti i meccanismi di ribaltamento con forze di contenimento presentano, ad esclusione del RCoB\_1 p, probabilità di superamento prevalente entro i primi due intervalli di danno DL0 e DL1. Il meccanismo Rcu\_1p non evidenzia vulnerabilità presentando probabilità di eccedenza entro l'intervallo DL0 di danno nullo.

Sono di seguito proposte le singole curve di fragilità ottenute per i meccanismi di ribaltamento con forze di contenimento al variare delle diverse configurazioni considerate.

### 5.2.2.1. Ribaltamento con formazione di cuneo

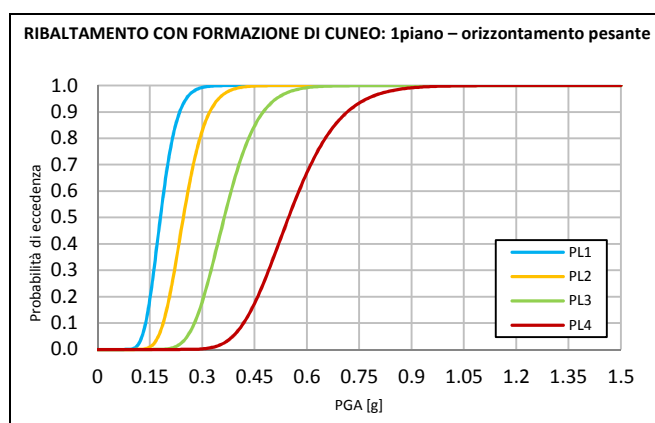


Figura 5.14: Curve di fragilità per cinematismo di ribaltamento con formazione di cuneo Rcu\_1p

### 5.2.2.2. Ribaltamento con cordolo a tutto spessore

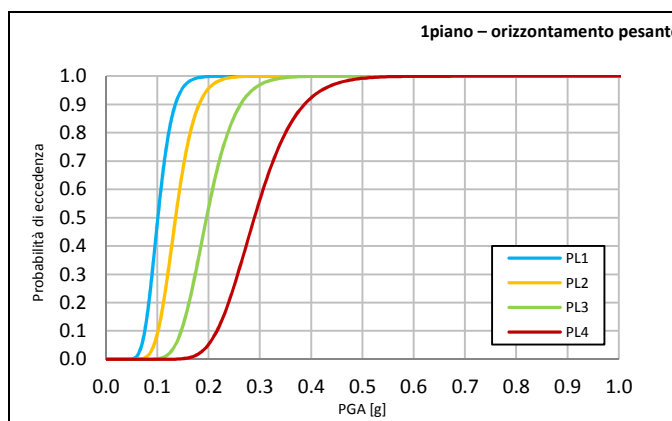


Figura 5.15: Curve di fragilità per cinematismo con cordolo su tutto lo spessore Rco\_1p

### 5.2.2.3. Ribaltamento con cordolo in breccia

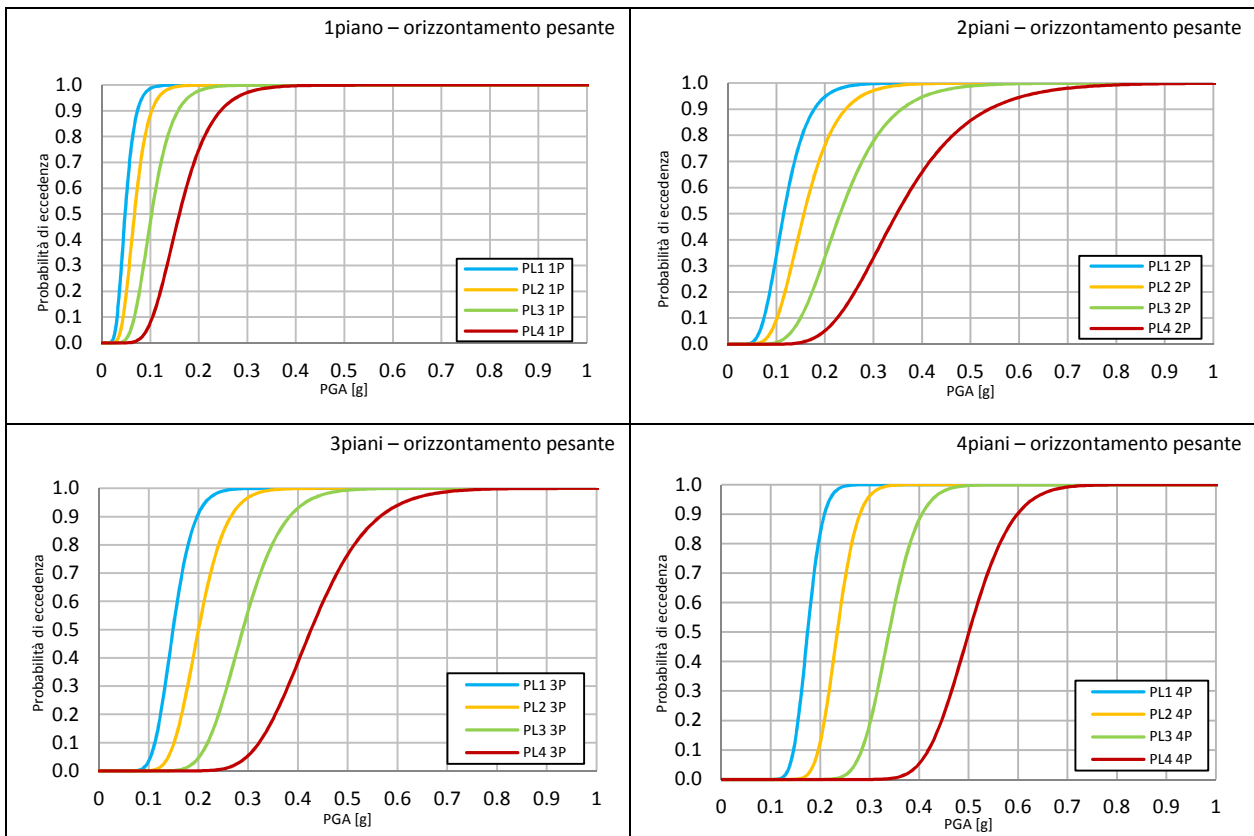


Figura 5.16: Curve di fragilità per cinematismo di ribaltamento con cordolo in breccia RCoB\_1-2-3-4p

### 5.2.2.4. Ribaltamento con ammortamento trasversale

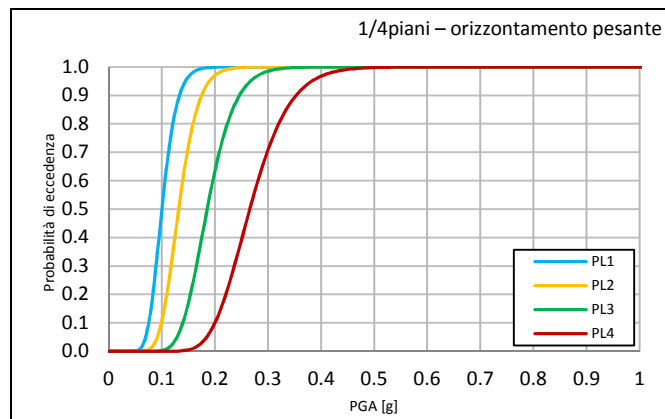


Figura 5.17: Curve di fragilità per cinematismo di ribaltamento con ammortamento trasversale RAM

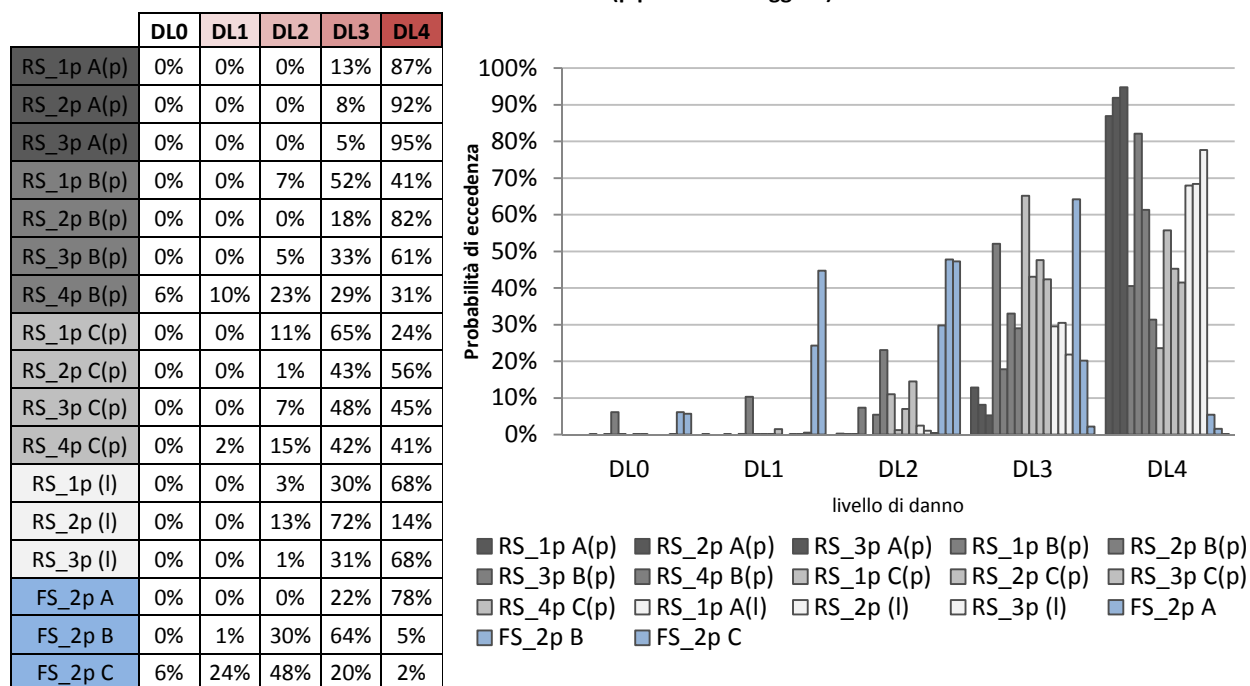


### 5.2.3. Confronto delle curve di fragilità dell'analisi locale

Le analisi condotte hanno la finalità di valutare la perdita di capacità di differenti meccanismi locali di collasso: la vulnerabilità definita rappresenta la probabilità per determinati edifici di subire prefissati livelli di danneggiamento, in questo caso per effetti locali, al variare della domanda sismica. I meccanismi adottati nelle analisi fanno riferimento ai parametri individuati nel corso della campagna di conoscenza speditiva (§2.4.2) e di dettaglio (§3.3 e §4.2) condotta, e caratteristici del costruito analizzato di Padova (geometria degli elementi, tipologia degli orizzontamenti, presenza di forze di contenimento, ecc.). Le curve ottenute tramite analisi cinematiche descrivono la capacità dei cinematismi considerati al variare di configurazioni geometriche e strutturali: l'individuazione degli effettivi valori degli spostamenti massimi richiesti, al manifestarsi di eventi sismici di intensità variabile, sono stati valutati dal confronto tra le curve di capacità e di domanda (spettri). Gli spostamenti massimi sono stati infine correlati con livelli di danno prefissati in termini di spostamenti: tale confronto ha permesso di individuare, attraverso successive elaborazioni, le distribuzioni di probabilità per ogni livello di danno al variare della domanda sismica.

La prima tipologia analizzata riguarda i meccanismi di ribaltamento semplice (Tabella 5.2): le configurazioni analizzate si differenziano per numero di piani, spessore murario e tipologia di orizzontamento. Con riferimento alla domanda sismica prevista per lo SLV, lo scenario di danno evidenzia come la configurazione di pareti con orizzontamenti leggeri risulta mediamente la più gravosa con probabilità di eccedenza elevate per livelli di danno esteso (DL3) e completo (DL4), e crescenti all'aumentare del numero di piani; tali curve, inoltre, presentando tra loro andamenti confrontabili non sono state differenziate al variare dello spessore della parete.

**Tabella 5.2: Scenario di danno con riferimento ad un  $T_R$  di 712 anni: cinematismi di ribaltamento (RS) e flessione semplice (FS) differenziati per numero di piani (1-2-3-4p), spessore della parete (A una testa, B due teste e C tre teste) e tipologia di orizzontamento (p pesante e l leggero)**

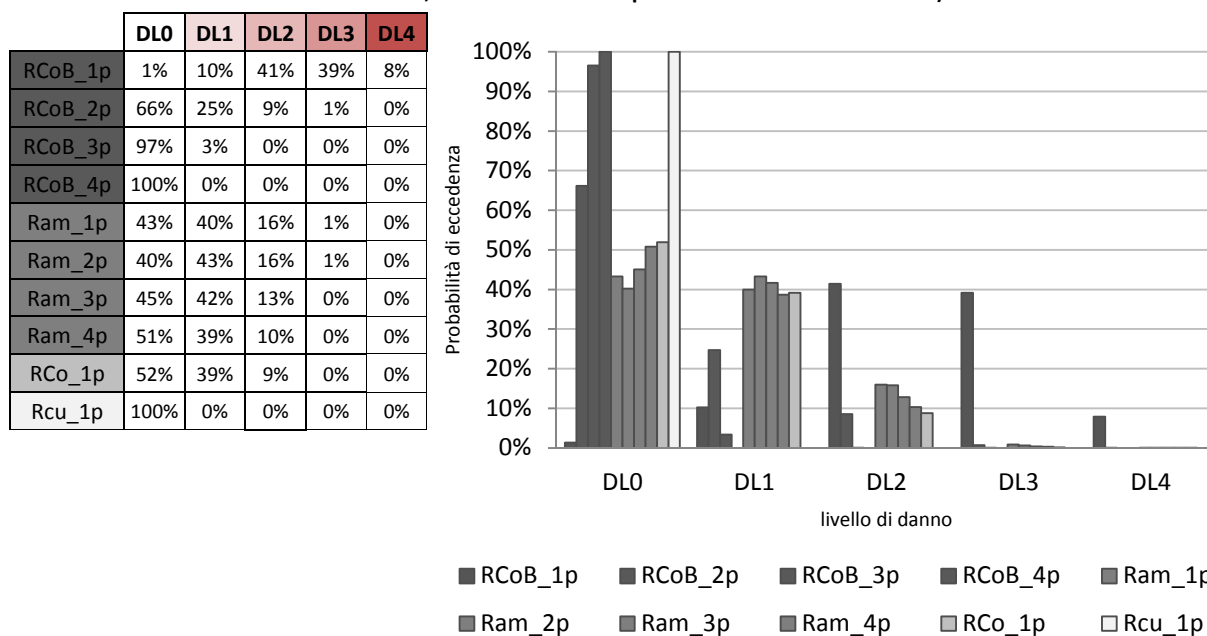


Analoghe osservazioni, ma con probabilità di eccedenza inferiori (tranne per la parete ad un solo piano), per quanto riguarda le pareti con orizzontamenti pesanti; in questo caso, invece, l'influenza dello spessore della parete si evidenzia con l'aumento della vulnerabilità e della probabilità di danno al diminuire dello spessore. Anche per quanto riguarda il meccanismo a flessione evidente è la maggiore

vulnerabilità per le pareti con minor spessore rispetto alle restanti dove la probabilità di eccedenza si attesta su percentuali maggiori negli intervalli di danno DL1 e DL2; tutti e tre gli spessori murari dei meccanismi a flessione, a differenza di quelli di ribaltamento semplice, non evidenziano percentuali significative per il livello di danno DL4.

La seconda configurazione analizzata ha considerato la presenza di forze di contenimento efficaci sia a livello degli orizzontamenti che dei setti trasversali (Tabella 5.3). Come precedentemente osservato le curve di fragilità considerano come unico parametro di variazione il numero di piani e la tipologia di contenimento; rispetto all'effetto delle forze di contenimento, il parametro legato allo spessore della muratura non è risultato determinante ai fini del giudizio di vulnerabilità. Si ricorda, inoltre, come le analisi di questi meccanismi sono state effettuate considerando la possibile perdita di efficacia delle forze di contenimento ai vari livelli all'evolversi del cinematismo.

**Tabella 5.3: Scenario di danno con riferimento ad un TR di 712 anni: cinematismi di ribaltamento con contenimento differenziati per numero di piani (1-2-3-4p) e tipologia di contenimento (CoB cordolo in breccia, am ammorsamento trasversale, Co cordolo a tutto spessore e cu cuneo trasversale)**



Dalle distribuzioni di probabilità ottenute si osservano, per tutte le configurazioni analizzate, basse percentuali di probabilità di eccedenza concentrate prevalentemente nei primi due intervalli di danno lieve (DL0) e moderato (DL1). Tra i meccanismi che considerano il contenimento a livello degli orizzontamenti per la presenza di cordoli in breccia, l'unico a presentare un livello di danno significativo anche nell'intervallo di danno esteso (DL3), risulta quello ad un solo piano; i restanti, invece, presentano per gli intervalli DL3 e DL4 probabilità pressoché nulle.

Nella configurazione con cordolo a tutto spessore della parete il livello di danno riscontrato si concentra nel primo intervallo DL1. Infine, il contenimento offerto dalla formazione di un cuneo sulla parete di controvento, risulta la configurazione meno vulnerabile non evidenziando livelli di danno, per i vari intervalli, per lo SLV richiesto dalla normativa.

Un'ultima considerazione proposta (Figura 5.18) riguarda la probabilità di eccedenza  $p_k$  ottenuta per i cinematismi di ribaltamento che considerano la presenza di forza di attrito variabile (coefficiente  $\mu$  da 0.05 a 0.30) in corrispondenza degli orizzontamenti: le distribuzioni presentano livelli confrontabili con la configurazione di cinematismi che considerano forze di contenimento. La maggior parte dei

meccanismi presentano le probabilità di eccedenza entro gli intervalli DL0 e DL1: per valori di  $\mu$  bassi (0.05 e 0.10) e configurazioni entro i due piani si riscontrano  $p_k$  rilevanti anche nell'intervallo DL2.

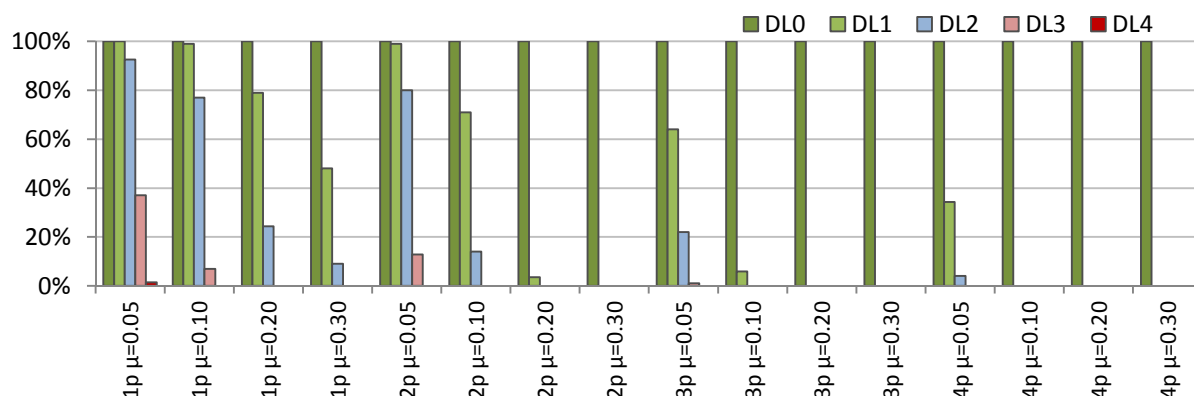


Figura 5.18: Probabilità di eccedenza dei meccanismi di ribaltamento semplice al variare del coefficiente di attrito per  $T_R$  di 712 anni

### 5.3. Curve di fragilità dall'analisi globale

Il confronto tra le differenti curve per le tipologie edilizie identificate consente di formulare un giudizio sulla risposta sismica globale del patrimonio di edifici analizzato secondo i parametri e le variabili considerate più influenti sul giudizio di vulnerabilità. I livelli di danno adottati (§4.2.1) fissano nella curva di capacità sei intervalli espressi in termini di spostamento.

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
30	0.031	2.520	0.211
108	0.050	2.512	0.298
284	0.070	2.627	0.321
543	0.090	2.612	0.336
728	0.100	2.595	0.343
949	0.110	2.580	0.349
1277	0.120	2.589	0.353
1629	0.130	2.598	0.356
2047	0.140	2.607	0.359
2475	0.149	2.614	0.362

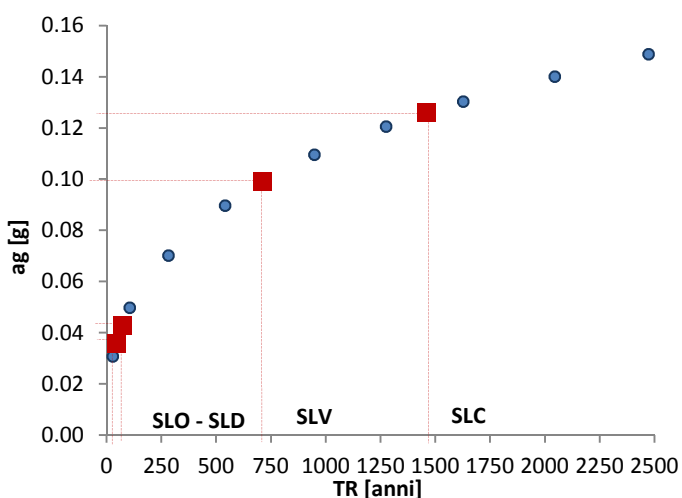


Figura 5.19: Domanda sismica considerata: da 0.030g a 0.150g e indicazione del riferimento normativo per i diversi Stati Limite

Nell'approccio adottato sono state considerate 10 differenti Peak Ground Acceleration (PGA) definite secondo le indicazioni fornite dalle NTC08 al variare del periodo di ritorno  $T_R$  (Figura 5.19): le accelerazioni ricoprono un intervallo variabile da 0.030g (30 anni) a 0.150g (2475 anni) con passo variabile di 0.020g e 0.010g. Il valore di riferimento da normativa per le verifiche allo SLV per la città di Padova è 0.099g con  $T_R$  di 712 anni ( $V_N$  50 anni e  $c_u$  III). Per quanto riguarda la caratterizzazione del sottosuolo, in base alle informazioni raccolte, è stata considerata la categoria C.

Per questo, per ognuno degli intervalli di PGA, sono stati ricavati gli spettri anelastici che tengono in considerazione il concetto di duttilità secondo quanto previsto dall'N2 Method (Fajfar, 1999; Fajfar,

2000); questi andranno a definire l'input sismico sollecitante (domanda) e saranno confrontati con le singole curve di capacità ottenute nell'analisi statica non-lineare.

### 5.3.1. Curve di fragilità per tipologie

Sono di seguito riportate le curve di fragilità ottenute per le sette tipologie edilizie identificate e differenziate per insediamento isolato ed in aggregato.

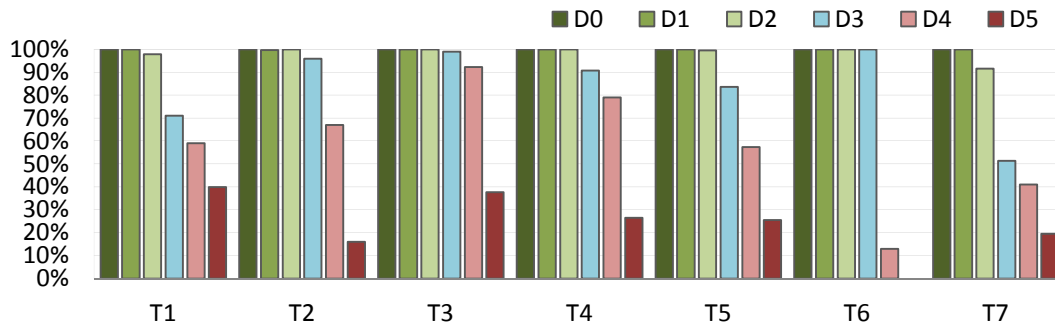


Figura 5.20: Probabilità di eccedenza per le tipologie individuate con insediamento isolato per  $T_R$  di 712 anni

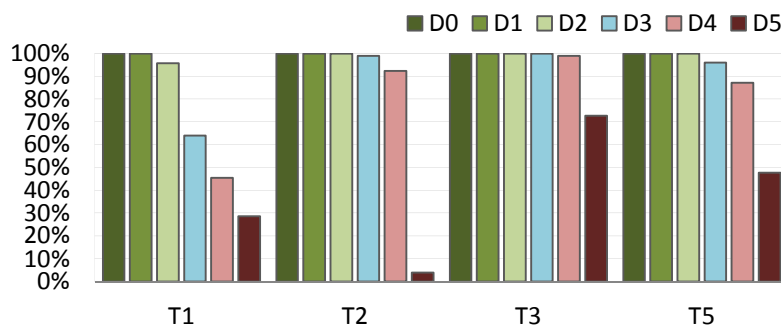


Figura 5.21: Probabilità di eccedenza per le tipologie individuate con insediamento in aggregato per  $T_R$  di 712 anni

Dalle probabilità di eccedenza ottenute per un evento sismico corrispondente a  $T_R$  di 712 anni si evidenzia come tutte le tipologie analizzate, sia in configurazione isolata (Figura 5.20) che in aggregato (Figura 5.21), presentano percentuali di superamento elevate (>50%) degli intervalli di danno fino al DL3. Per quanto riguarda gli ultimi due intervalli di danno, DL4 e DL5, le tipologie che presentano percentuali di eccedenza superiori risultano la T1 e la T3, per l'insediamento in isolato, e la T3 e la T5, per l'insediamento in aggregato.

5.3.1.1. Tipologie con insediamento isolato

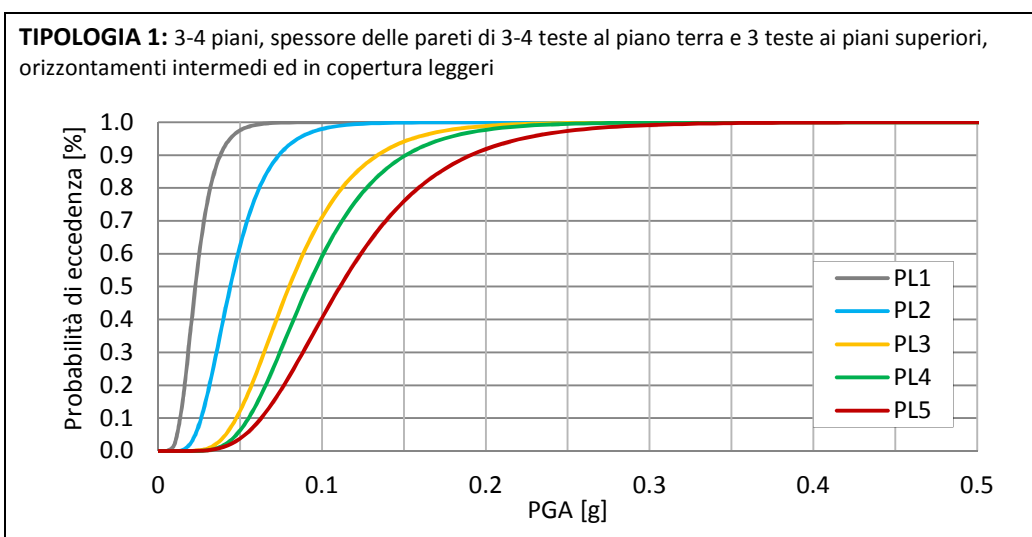


Figura 5.22: Curve di fragilità per la tipologia edilizia 1

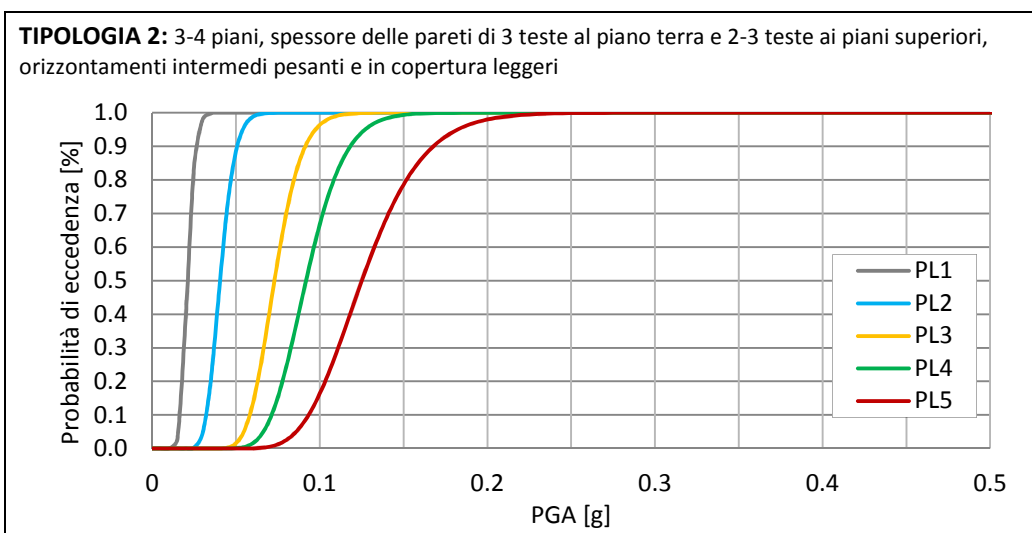


Figura 5.23: Curve di fragilità per la tipologia edilizia 2

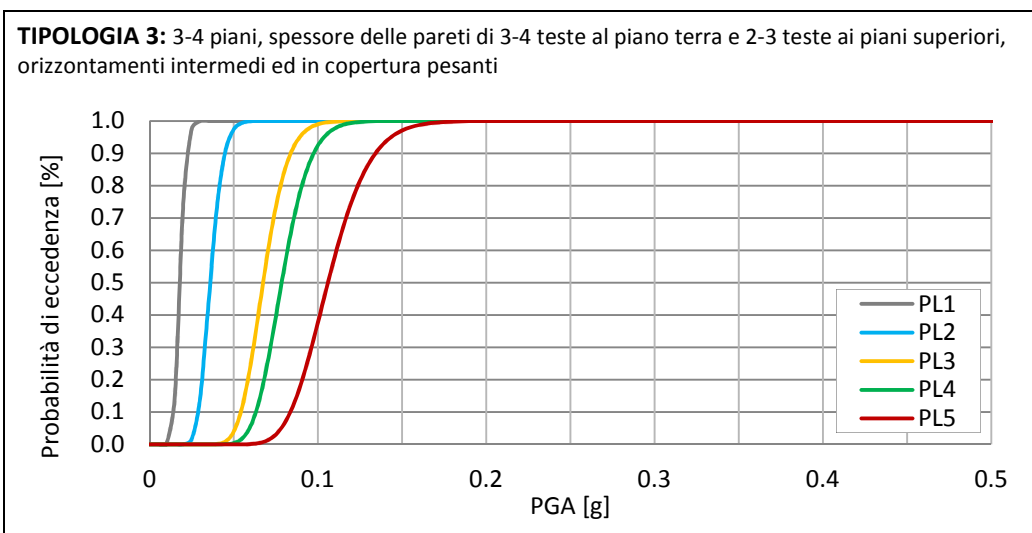


Figura 5.24: Curve di fragilità per la tipologia edilizia 3

**TIPOLOGIA 4:** 4-5 piani, spessore delle pareti di 5-6 teste al piano terra e 4 teste ai piani superiori, orizzontamenti intermedi pesanti ed in copertura leggeri

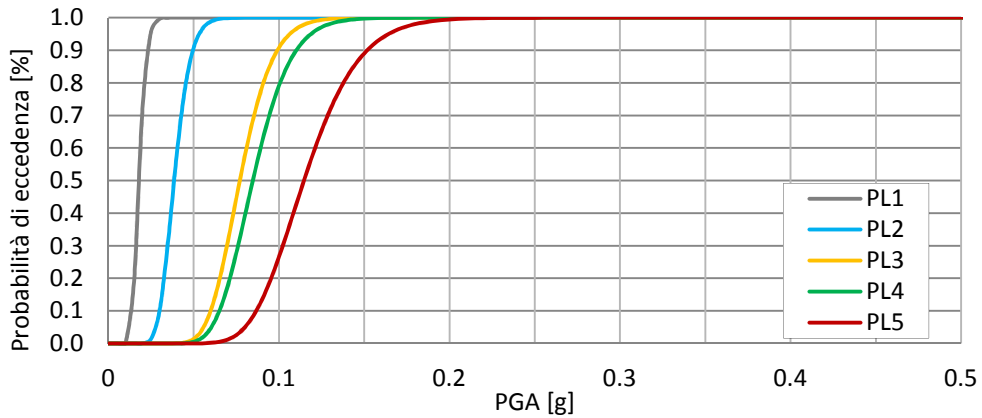


Figura 5.25: Curve di fragilità per la tipologia edilizia 4

**TIPOLOGIA 5:** edificio con insediamento in aggregato o isolato a 2-3 piani, spessore delle pareti di 2-3 teste al piano terra e 2-3 teste ai piani superiori, orizzontamenti intermedi ed in copertura leggeri

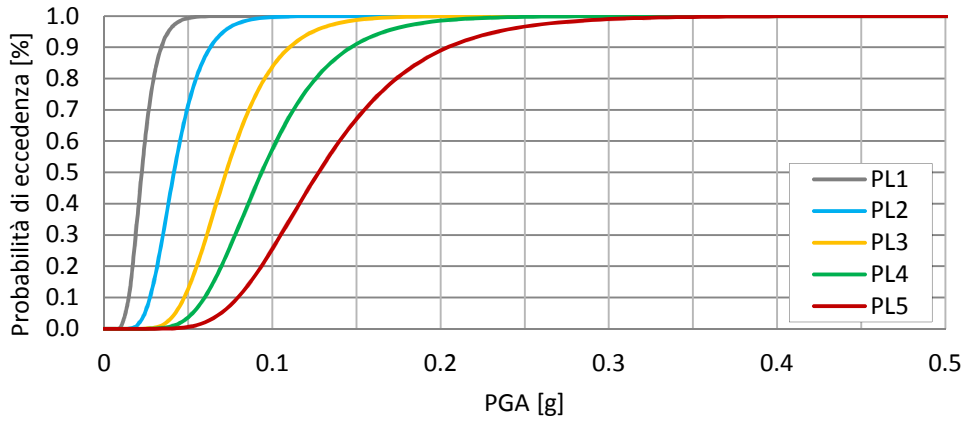


Figura 5.26: Curve di fragilità per la tipologia edilizia 5

**TIPOLOGIA 6:** edificio a 2 piani, spessore delle pareti di 2-3t al piano terra e 2 teste ai piani superiori, orizzontamenti intermedi ed in copertura pesanti

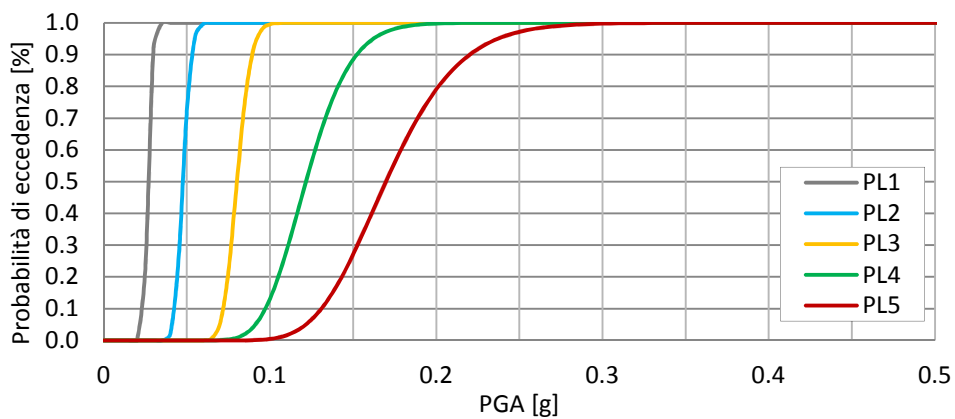


Figura 5.27: Curve di fragilità per la tipologia edilizia 6

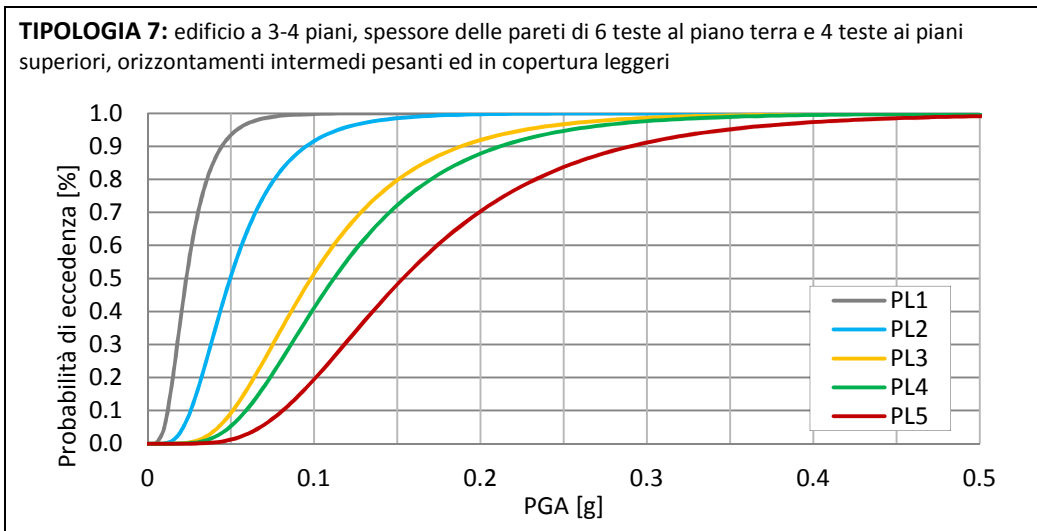


Figura 5.28: Curve di fragilità per la tipologia edilizia 7

5.3.1.2. Tipologie con insediamento in aggregato

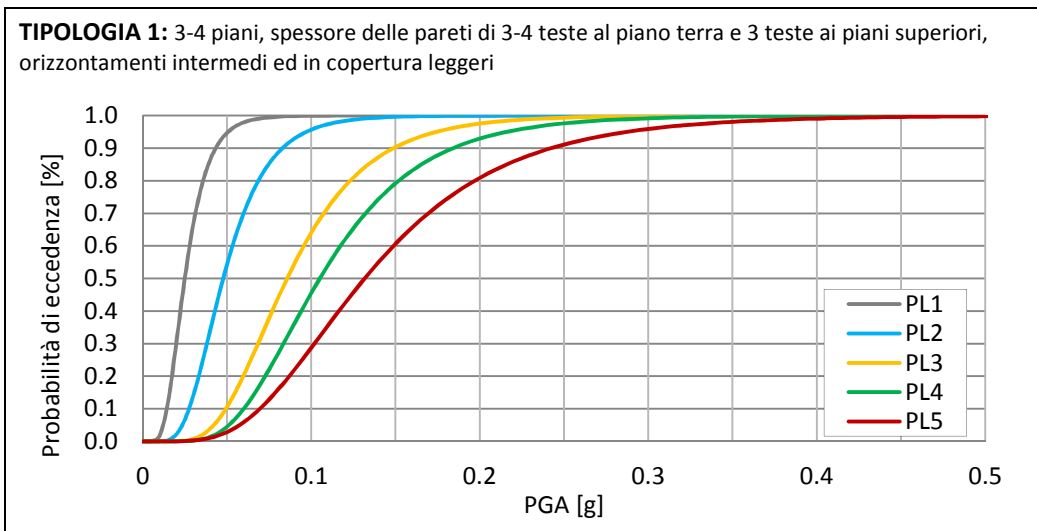


Figura 5.29: Curve di fragilità per la tipologia edilizia 1

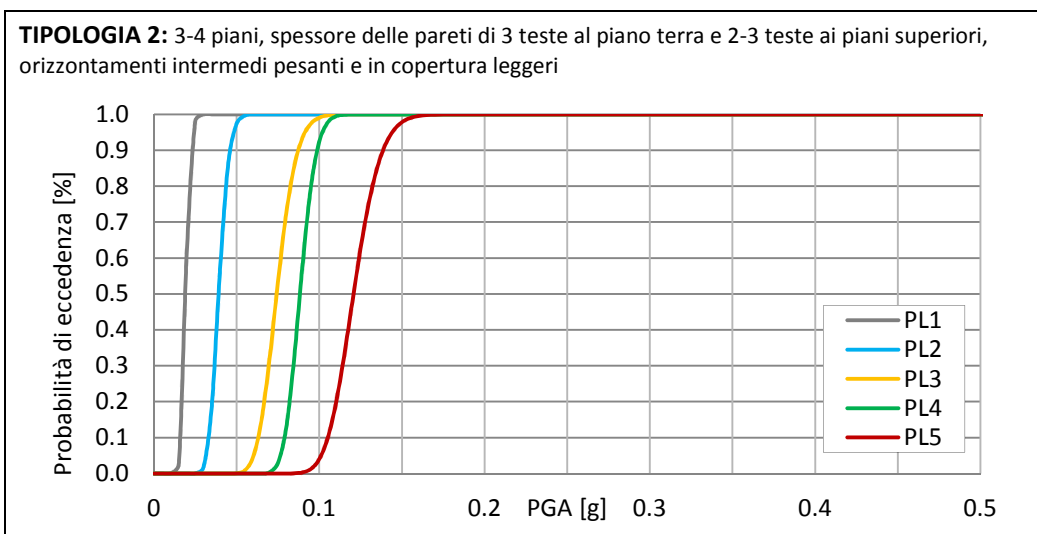


Figura 5.30: Curve di fragilità per la tipologia edilizia 2



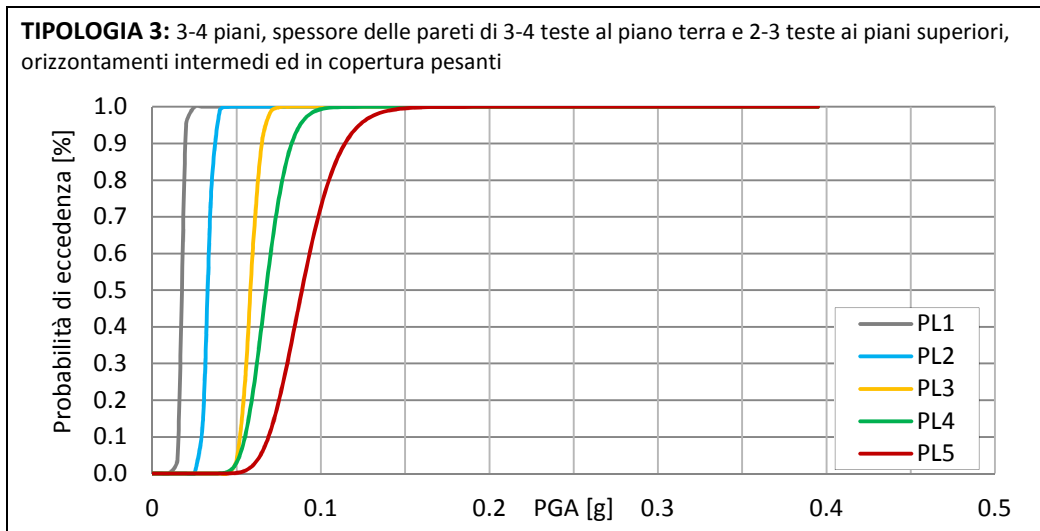


Figura 5.31: Curve di fragilità per la tipologia edilizia 3

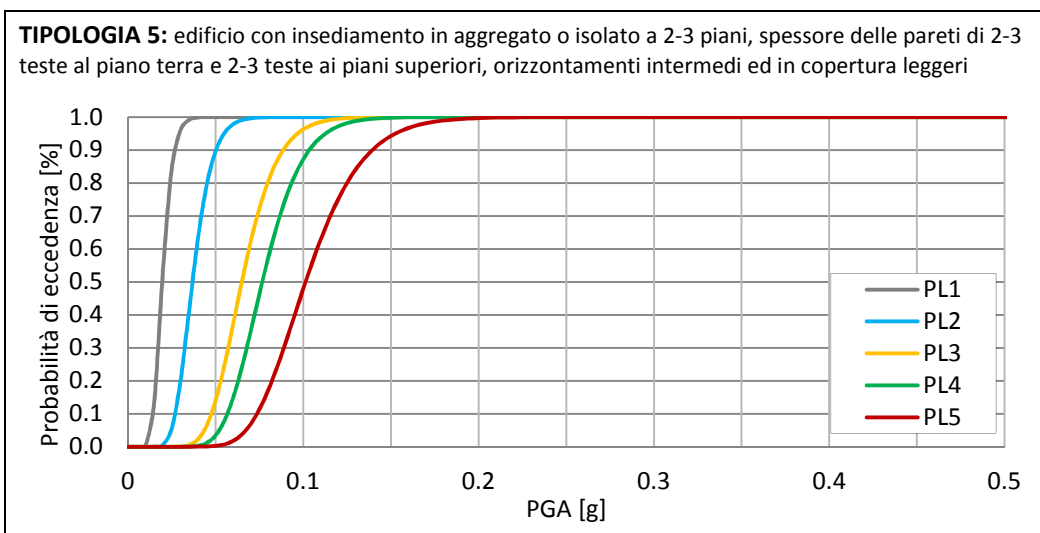


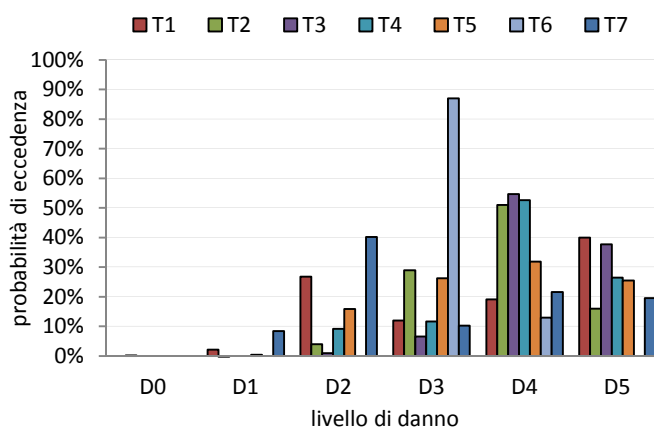
Figura 5.32: Curve di fragilità per la tipologia edilizia 5

### 5.3.2. Confronto delle curve di fragilità dell'analisi globale

Analogamente al caso di meccanismi locali di collasso, le analisi condotte hanno la finalità di valutare la perdita di capacità globale di differenti tipologie di edifici: in questo caso le variazioni prendono in considerazione l'influenza dei differenti insediamenti isolati ed in aggregato. Le tipologie individuate fanno riferimento ai parametri ricorrenti e rappresentative del patrimonio edilizio analizzato. Le curve ottenute tramite analisi statiche non-lineari descrivono la capacità degli edifici considerati al variare di configurazioni geometriche e strutturali: l'individuazione degli effettivi valori degli spostamenti massimi richiesti, al manifestarsi di eventi sismici di intensità variabile, sono stati valutati dal confronto tra le curve di capacità e di domanda (spettri). Gli spostamenti massimi sono stati infine correlati con livelli di danno prefissati in termini di spostamenti: tale confronto ha permesso di individuare, attraverso successive elaborazioni, le distribuzioni di probabilità per ogni livello di danno al variare della domanda sismica.

**Tabella 5.4: Scenario di danno con riferimento ad un  $T_R$  di 712 anni per le tipologie individuate con insediamento isolato**

	DL0	DL1	DL2	DL3	DL4	DL5
Tipologia 1	0%	2%	27%	12%	19%	40%
Tipologia 2	0%	0%	4%	29%	51%	16%
Tipologia 3	0%	0%	1%	7%	55%	38%
Tipologia 4	0%	0%	9%	12%	53%	27%
Tipologia 5	0%	0%	16%	26%	32%	26%
Tipologia 6	0%	0%	0%	87%	13%	0%
Tipologia 7	0%	8%	40%	10%	22%	20%



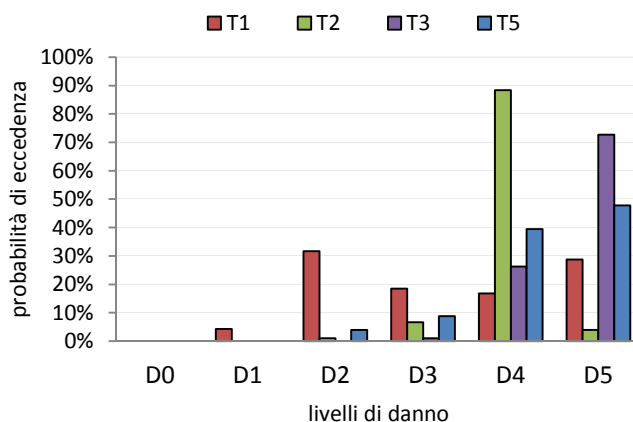
Con riferimento alla domanda sismica prevista per lo SLV, il primo confronto riguarda le valutazioni degli edifici che presentano insediamento isolato. Lo scenario di danno (Tabella 5.4) evidenzia per tutte le tipologie una probabilità di eccedenza dei livelli di danno superiore a D2. In particolare le tipologie T2, T3 e T4 presentano percentuali maggiori in corrispondenza dei due livelli più gravosi D4 e D5. Quella che presenta una vulnerabilità minore, invece, risulta la T6 dove la probabilità di eccedenza si attesta prevalentemente in corrispondenza del livello di danno D3. Le restanti tipologie T1, T5 e T7 presentano andamenti più distribuiti tra gli intervalli da D2 a D5.

Confrontando i risultati ottenuti rispetto all'approccio proposto nel §4.2.2, in cui tutti i livelli di danno si attestavano in corrispondenza del danno D5, le distribuzioni ottenute considerando tutte le analisi dei singoli edifici, e non solo le più gravose, evidenziando uno scenario di danno più realistico rispetto il patrimonio architettonico analizzato.

Per quanto riguarda gli edifici con insediamento in aggregato (Tabella 5.5), sempre con riferimento alla domanda sismica prevista per lo SLV, le tipologie individuate presentano una distribuzione delle probabilità di danno prevalentemente in corrispondenza dei livelli D4 e D5. Quelle che risultano meno vulnerabili sono la tipologia T1, con danno più distribuito tra i livelli D2 e D5, e la tipologia T2 con danno prevalente nel livello 4.

**Tabella 5.5: Scenario di danno con riferimento ad un  $T_R$  di 712 anni per le tipologie individuate con insediamento in aggregato**

	DL0	DL1	DL2	DL3	DL4	DL5
Tipologia 1	0%	4%	32%	19%	17%	29%
Tipologia 2	0%	0%	1%	7%	88%	4%
Tipologia 3	0%	0%	0%	1%	26%	73%
Tipologia 5	0%	0%	4%	9%	39%	48%



Prendendo come riferimento una  $PGA = 0.099g$  e considerando la probabilità di eccedenza per livelli di danno superiori a D2 si evidenzia come le tipologie che presentano percentuali superiori al 90% sono la T2, T3 e T6 per la configurazione isolata e la T2, T3 e T5 per la configurazione in aggregato; quella con percentuali inferiori (rispettivamente 52% e 64%) risulta la tipologia T7 (isolata) e T1 (in aggregato).

I risultati fino ad ora presentati considerano un Livello di Conoscenza LC1, conoscenza limitata, caratterizzato da un Fattore di Confidenza FC pari a 1.35. Sono state condotte ulteriori valutazioni (Figura 5.33 e Figura 5.34) ipotizzando un approfondimento di livello in LC2 per valutare le variazioni in presenza di una conoscenza adeguata (Tabella 5.6). In quest'ultimo caso il parametro Fattore di Confidenza di riferimento assume un valore pari a 1.2.

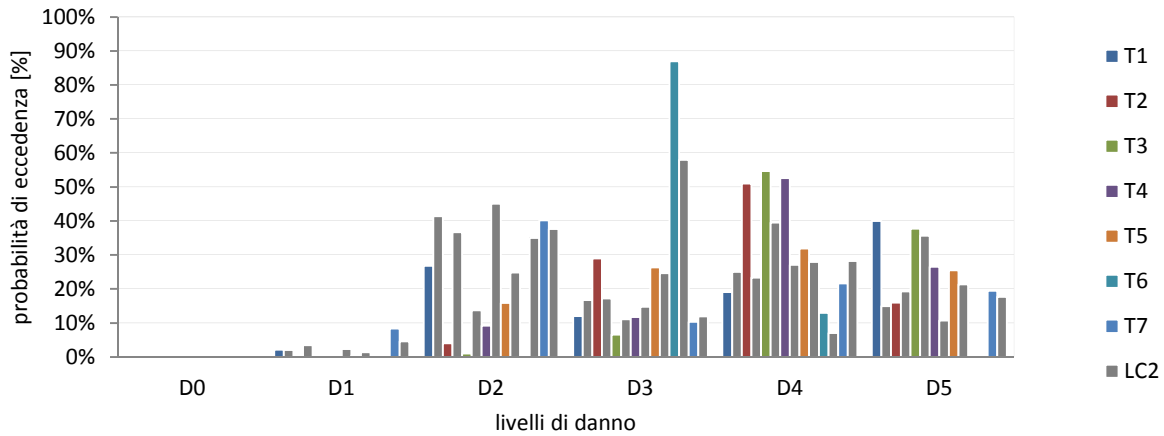


Figura 5.33: Confronto tra lo scenario di danno LC1 e LC2 con riferimento ad un  $T_R$  di 712 anni per le tipologie individuate con insediamento isolato

Dal confronto tra gli andamenti delle probabilità di eccedenza per le tipologie in configurazione isolata, salvo alcuni casi, si osserva una lieve diminuzione dei livelli di danno più gravosi dal passaggio tra un Livello di Conoscenza LC1 a LC2. Variazioni sensibili si registrano, invece, per le tipologie 1 e 4 negli intervalli D4-D5, 3 e 6 negli intervalli D3-D4.

Per le configurazioni in aggregato le variazioni risultano più evidenti con una netta diminuzione dei livelli di danno D4 e D5 per tutte le tipologie considerate.

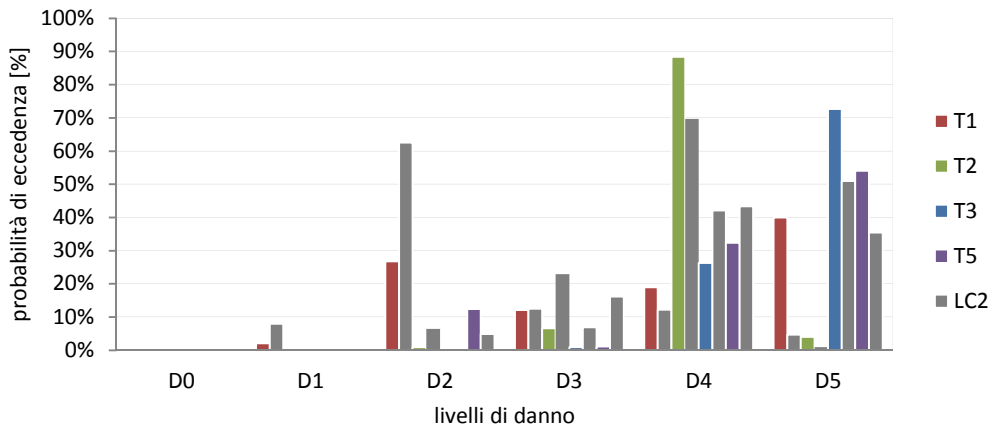


Figura 5.34: Confronto tra lo scenario di danno LC1 e LC2 con riferimento ad un  $T_R$  di 712 anni per le tipologie individuate con insediamento in aggregato

Tabella 5.6: Variazione tra lo scenario di danno LC1 e LC2 con riferimento ad un  $T_r$  di 712 anni per le tipologie individuate

LC2 – LC1	Configurazione isolata					
	DL0	DL1	DL2	DL3	DL4	DL5
Tipologia 1	0%	0%	+15%	+5%	+6%	-25%
Tipologia 2	0%	+4%	+33%	-12%	-28%	+3%
Tipologia 3	0%	0%	+13%	+5%	-15%	-2%
Tipologia 4	0%	+2%	+36%	+3%	-26%	-16%
Tipologia 5	0%	+1%	+9%	-2%	-4%	-4%
Tipologia 6	0%	0%	+35%	-29%	-6%	0%
Tipologia 7	0%	-4%	-3%	+2%	+7%	-2%

Configurazione in aggregato					
DL0	DL1	DL2	DL3	DL4	DL5
0%	+6%	+36%	0%	-7%	-35%
0%	0%	+5%	+16%	-19%	-3%
0%	0%	0%	+6%	+16%	-22%

0%	0%	-8%	+15%	+11%	-19%
----	----	-----	------	------	------

Dal confronto proposto in Tabella 5.6 è evidente la diminuzione della  $p_k$  per i livelli di danno DL4 e DL5 e aumento per il livello di danno DL2 per gran parte delle tipologie (con percentuali rilevanti superiori al 20%). Tale confronto evidenzia l'importanza e l'influenza del Livello di Conoscenza raggiunto nella valutazione della sicurezza strutturale: il raggiungimento di una conoscenza più approfondita, in questo caso adeguata (LC2), consente di definire in maniera più corretta la vulnerabilità delle strutture considerate limitando l'invasività e l'onerosità di possibili interventi da programmare con la finalità di miglioramento sismico.

### 5.3.3. Osservazioni conclusive sulle curve di fragilità

La costruzione di curve di fragilità a partire dai risultati ottenuti dalle analisi sul comportamento locale (analisi dei meccanismi di collasso) e globale (analisi statica non-lineari), consentono di fornire un valido e importante strumento per la valutazione della risposta sismica di un insieme di numerosi edifici. Le curve sono formulate sulla base di prefissati livelli di danno definiti in termini di spostamento sulle curve di capacità ottenute dalle analisi svolte.

L'approccio adottato si prefigge come obiettivo fondamentale quello di fornire un giudizio sulla vulnerabilità sismica classificando il patrimonio edilizio in classi tipologiche: la formulazione del giudizio riguarderà una classe di edifici di caratteristiche omogenee consentendo di evidenziare le tipologie più carenti sia dal punto di vista della sicurezza strutturale locale che globale. Per esprimere in maniera più esaustiva e immediata l'esito delle valutazioni svolte si ritiene opportuno la rappresentazione della vulnerabilità anche attraverso la creazione di scenari di danno.



## 6. DEFINIZIONE DEGLI SCENARI DI DANNO

Le problematiche legate al rischio sismico e alle politiche di mitigazione dello stesso devono essere inquadrare in un'ottica unitaria: la previsione, la prevenzione, l'emergenza e la ricostruzione sono, infatti, tutte fasi strettamente collegate tra loro (Martinelli et al., 2007).

La stima dei danni e delle perdite di vite umane causate da futuri terremoti può essere effettuata in termini di analisi di rischio o di studio di scenari. Negli ultimi anni molto interesse è stato rivolto alla preparazione di scenari, nei quali le conseguenze di uno specifico evento sismico vengono indagate e quantificate (Dolce, 1996).

Gli scenari di danno rappresentano degli strumenti di fondamentale importanza per la valutazione dei possibili effetti a seguito di uno specifico evento sismico su un determinato territorio. Sono definiti sulla scorta dei dati territoriali di esposizione e vulnerabilità, e sulla base di eventi di riferimento il cui verificarsi sia ritenuto più probabile a seconda dell'intervallo temporale selezionato: consentono di individuare gli edifici più vulnerabili e pianificare, di conseguenza, la gestione degli stessi secondo le priorità riscontrate in termini di sicurezza strutturale.

### 6.1. Criteri generali per la creazione di scenari di danno a seguito di eventi sismici

La valutazione degli scenari di danno a seguito di eventi sismici, secondo l'approccio adottato dal Dipartimento della Protezione Civile, prevede un percorso che si articola in due momenti fondamentali:

- periodo a breve termine in cui viene effettuata una prima stima degli scenari di danno attraverso le metodologie e i dati attualmente disponibili su tutto il territorio nazionale;
- periodo a lungo termine in cui si prevede di migliorare i modelli di analisi predisposti attraverso una più approfondita conoscenza del territorio in termini di esposizione e vulnerabilità, e il conseguente utilizzo di procedure di maggiore precisione per la valutazione della pericolosità, della vulnerabilità e delle perdite.

Il periodo a **breve termine** è caratterizzato dalla predisposizione di scenari di danno a partire dall'individuazione degli eventi sismici di riferimento in grado di generare effetti rilevanti sull'area valutata; sono considerati come riferimento gli eventi sismici più significativi secondo:

- la rilevanza e la gravità che storicamente ha interessato l'area;
- la pericolosità sismica dell'area;
- gli effetti in termini di danneggiamento.

Una volta individuati gli eventi sismici di riferimento il passo successivo prevede l'elaborazione degli scenari di danno definiti secondo:

- la severità dell'evento sismico (domanda sismica considerata);
- la consistenza del patrimonio abitativo (fase di conoscenza per l'identificazione del costruito);
- la suddivisione delle abitazioni in classi di vulnerabilità (valutate per tipologie edilizie);
- la definizione del danno strutturale atteso (per ogni tipologia ed in funzione di prefissati livelli di danno);
- la valutazione delle perdite attese conseguenti al danno (distribuzioni delle probabilità di danno).

Il periodo a **lungo termine** prevede, a partire dagli scenari ottenuti nel periodo a breve termine, l'elaborazione di scenari a scale di maggior dettaglio: in questo caso le elaborazioni interessano un maggior approfondimento delle informazioni disponibili coinvolgendo anche aspetti precedentemente non considerati (viabilità ed aspetti urbani, edifici strategici ed impianti a rischio).

## 6.2. Valutazione di scenari di danno per il patrimonio edilizio analizzato

La definizione di strategie di prevenzione e di azioni di protezione da possibili eventi sismici necessita una adeguata conoscenza e consapevolezza delle caratteristiche del patrimonio culturale. Il percorso metodologico adottato pone come obiettivo quello di formulare una stima di scenari di danno evidenziando gli edifici caratterizzati da maggiori carenze e vulnerabilità in termini di sicurezza strutturale. L'individuazione di una scala di priorità per tipologie consentirà, in una fase successiva, di migliorare i modelli di analisi predisposti approfondendo la valutazione della vulnerabilità sul singolo edificio. La formulazione di scenari di danno proposta per il patrimonio edilizio analizzato ha previsto un approccio meccanico attraverso la definizione dei parametri:

- vulnerabilità: valutata con un metodo meccanico attraverso l'esecuzione di analisi cinematiche dei meccanismi locali di collasso (§3) e analisi statiche non-lineari (§4) su opere (master) di riferimento e ordinate per classi tipologiche. Le analisi hanno permesso di ottenere le curve di capacità per la valutazione della vulnerabilità sia del comportamento locale che del comportamento globale;
- probabilità di danno: definita mediante un confronto fra le curve di capacità e le curve di domanda di spostamento secondo input sismici al variare del periodo di ritorno. Sono stati fissati appositi livelli di danno (§3.2.3 e §4.2.1) che descrivono differenti gradi di danno e costruite curve di fragilità (§5). Ad ogni livello (definito in termini di spostamenti e dall'indice  $ID$ ) sulla curva di capacità corrisponde un determinato stato deformativo e di danno locale o globale;
- domanda sismica: calcolata dal punto di vista della pericolosità sismica della città di Padova. Negli scenari di danno di seguito proposti le domande sismiche fanno riferimento ai quattro Stati Limiti fissati dall'attuale normativa (NTC 2008) per strutture rilevanti caratterizzate da una vita nominale  $V_N$  di 50 anni, classe d'uso III ( $c_u=1.5$ ) e una vita di riferimento di  $V_R$  75 anni.

**Tabella 6.1: Valori dei parametri per i periodo di ritorno  $T_R$  associati a ciascun Stato Limite**

Stati Limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	45	0.036	2.547	0.242
SLD	75	0.043	2.534	0.279
SLV	712	0.099	2.597	0.342
SLC	1462	0.126	2.594	0.355

La formulazione di scenari di danno prevede l'individuazione, per ogni tipologia individuata, delle peculiarità rilevate a seguito delle analisi del comportamento locale (analisi cinematica lineare e non-lineare) e globale (analisi statica non-lineare): l'individuazione degli scenari corrispondenti al superamento dei vari livelli consentirà di evidenziare il grado e l'estensione del danno sul patrimonio edilizio analizzato. Sono di seguito presentati gli scenari ottenuti dalle analisi condotte: i risultati saranno poi estesi all'intero patrimonio per classe tipologica di appartenenza individuando la vulnerabilità prevalente tra quella locale e quella globale. Vista la limitata estensione dell'area interessata si ritiene possibile una risposta sismica omogenea ed associata, quindi, ad un unico fattore di amplificazione. Inoltre, gli scenari di seguito esposti non prendono in considerazione il fattore di esposizione considerandolo, in questo caso, costante; saranno comunque esposti, nel capitolo seguente, dei riferimenti per estendere le valutazioni di vulnerabilità considerando ulteriori fattori legati alla definizione del rischio sismico: tali fattori, rispetto alla vulnerabilità definita per classi tipologiche omogenee di edifici secondo aspetti quantitativi (derivanti dalle analisi e dal calcolo), prendono in considerazione anche aspetti qualitativi, di esposizione ed influenti nella definizione del rischio sismico secondo le informazioni raccolte nel corso della fase conoscitiva (in particolare dalla scheda LVO e dalla scheda speditiva elaborata).

### 6.2.1. Scenari di danno per vulnerabilità locali

Il primo confronto proposto presenta i possibili scenari ottenuti dalle analisi del comportamento locale: sulla base delle informazioni raccolte nel corso della fase di conoscenza condotta per ognuna delle tipologie edilizie (§2.4), sono stati attribuiti i possibili meccanismi di collasso locale attivabili.

Per quanto riguarda la vulnerabilità locale sono prese come riferimento le percentuali di probabilità di eccedenza del danno considerando un  $T_R$  di 712 anni ed in corrispondenza del superamento degli ultimi tre livelli di danno (PL2, PL3 e PL4) relativi a:

- **attivazione del cinematismo:** in corrispondenza del superamento del livello PL2 ( $S_d > d_s^* = 0.16d_0^*$ ) e degli intervalli DL2-DL3-DL4. In tale configurazione il macroelemento considerato supera il coefficiente di attivazione del cinematismo (moltiplicatore delle masse sismiche) ed entra in crisi: in questo caso vi è la condizione limite di equilibrio alla rotazione dell'elemento attorno a cerniere cilindriche, oppure il raggiungimento delle tensioni ultime di resistenza a compressione o trazione della sezione muraria in questione. Per meccanismi di ribaltamento semplice (Figura 6.1, a) l'attivazione si manifesta con la formazione di lesioni verticali in corrispondenza delle zone di distacco tra la parete ribaltante ed il muro di controvento. In presenza di un buon ammorsamento (Figura 6.1, b) tra le pareti le lesioni (verticali o inclinate) si possono manifestare in corrispondenza delle pareti di controvento con conseguente trascinarsi del cantonale. Nel caso di meccanismi di flessione verticale, l'attivazione del meccanismo si evidenzia dalla presenza di lesioni orizzontali e verticali in corrispondenza della parete.

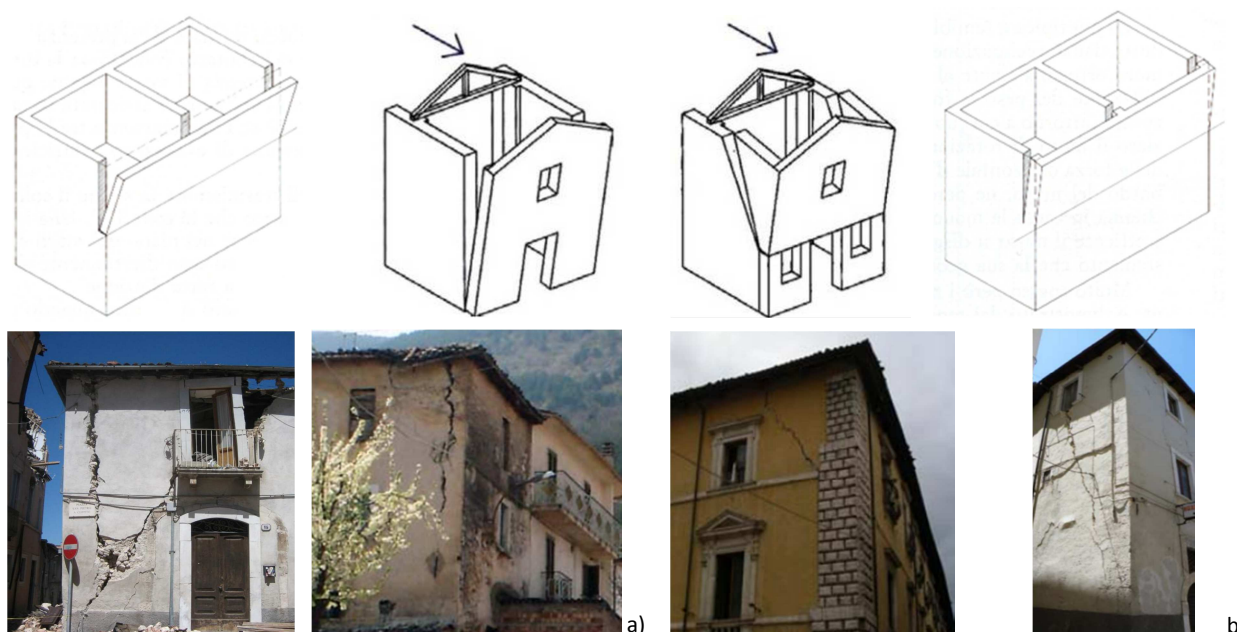


Figura 6.1: Attivazione del ribaltamento con formazione di lesioni in corrispondenza del distacco tra le pareti

- **Presenza di deformazioni permanenti:** in corrispondenza del superamento del livello PL3 ( $S_d > 0.25d_0^*$ ) e degli intervalli DL3-DL4. Situazione di evoluzione del meccanismo intermedia che, a partire dalla sua attivazione, comporta deformazioni e spostamenti delle pareti permanenti; l'evoluzione del cinematismo si evidenzia con l'allargamento delle lesioni manifestate all'attivazione del cinematismo e con la presenza di fuori piombo della parete ribaltante (compreso lo spanciamento nel caso di flessione verticale).
- **Crollo incipiente:** in corrispondenza del superamento del livello PL4 ( $S_d > d_0^* = 0.4d_u^*$ ) e dell'intervallo DL4. Configurazione che a seguito delle deformazioni e spostamenti crescenti (evoluzione del cinematismo, Figura 6.2) porta il macroelemento in prossimità e, nel caso ultimo, al



collasso per perdita della condizione di equilibrio della parete o, salvo rare situazioni, per il superamento della resistenza dei materiali.



Figura 6.2: Evoluzione e collasso di un meccanismo di ribaltamento di una parete in quota ad piano

I risultati dei valori di  $p_k$  sono inoltre differenziati per configurazioni di cinematici in:

- meccanismi che non considerano forze di contenimento efficaci: ribaltamento semplice (RS) e flessione semplice (FS);
- meccanismi che considerano forze di contenimento efficaci: ribaltamento con cordolo in breccia (RCoB) o a tutto spessore (RCo), ribaltamento con ammorsamento trasversale (RAm) o formazione di cuneo (Rcu);
- meccanismi che considerano la presenza di forze di attrito in corrispondenza degli orizzontamenti con coefficiente  $\mu$  variabile da 0.05 a 0.10.

Tabella 6.2: Probabilità di eccedenza del livello di danno PL4 associate alle tipologie edilizie per l'analisi locale

ANALISI LOCALE		Superamento della probabilità di eccedenza del livello di danno PL4						
$T_R=712$ anni		T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
ribaltamento e flessione semplice	RS_1p A(p)			87%			87%	
	RS_2p A(p)		92%	92%			92%	
	RS_3p A(p)		95%	95%				
	RS_1p B(p)		41%	41%			41%	
	RS_2p B(p)		82%	82%			82%	
	RS_3p B(p)		61%	61%				
	RS_4p B(p)		31%	31%				
	RS_1p C(p)				24%			24%
	RS_2p C(p)				56%			56%
	RS_3p C(p)				45%			45%
	RS_4p C(p)				41%			41%
	RS_1p A (l)		68%			68%		
	RS_1p B (l)	14%	14%					
	RS_1p C (l)				13%			13%
	RS_2p (l)	68%				68%		
	RS_3p (l)	77%						
	FS_2p A		5%	5%		5%	5%	
	FS_2p B	2%	2%	2%		2%	2%	
FS_2p C		0%	0%	0%			0%	
con forze di contenimento	RCoB_1p		8%	8%	8%		8%	8%
	RCoB_2p		0%	0%	0%		0%	0%
	RCoB_3p		0%	0%	0%		0%	0%
	RCoB_4p		0%	0%	0%		0%	0%
	RAm_1p	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
	RAm_2p	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
	RAm_3p	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
	RAm_4p	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
	RCo_1p			0%	0%		0%	
	Rcu_1p	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%

Considerando la probabilità di eccedenza del livello di danno PL4 (Tabella 6.2) non si evidenziano vulnerabilità in corrispondenza dei meccanismi che considerano forze di contenimento (efficaci) con percentuali di  $p_k$ , per quasi tutte le tipologie, nulle. Solamente il meccanismo RCoB\_1p (parete con cordolo in breccia ad 1 piano) presenta, seppur con una percentuale inferiore al 10%, una  $p_k$  in corrispondenza del livello di danno PL4. Diversamente, invece, per i meccanismi di ribaltamento semplice dove le percentuali sono nettamente superiori: le configurazioni più gravose,  $p_k$  maggiori del 90%, risultano le tipologie con spessore delle murature a due teste e un numero di piani variabile da due a tre. Per quanto riguarda i meccanismi di flessione semplice le  $p_k$  rilevate presentano in tutti i casi percentuali inferiori al 10%.

**Tabella 6.3: Probabilità di eccedenza del livello di danno PL3 associate alle tipologie edilizie per l'analisi locale**

ANALISI LOCALE		Superamento della probabilità di eccedenza del livello di danno PL3						
$T_R=712$ anni		T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
ribaltamento e flessione semplice	RS_1p A(p)			100%			100%	
	RS_2p A(p)		100%	100%			100%	
	RS_3p A(p)		100%					
	RS_1p B(p)		93%	93%			93%	
	RS_2p B(p)		100%	100%			100%	
	RS_3p B(p)		94%	94%				
	RS_4p B(p)		60%	60%				
	RS_1p C(p)				89%			89%
	RS_2p C(p)				99%			99%
	RS_3p C(p)				93%			93%
	RS_4p C(p)				83%			83%
	RS_1p A (l)		97%			97%		97%
	RS_1p B (l)	87%	87%			87%		87%
	RS_1p C (l)				81%			81%
	RS_2p (l)	99%				99%		
	RS_3p (l)	99%						
	FS_2p A		69%	69%		69%	69%	
	FS_2p B	22%	22%	22%		22%	22%	
FS_2p C		2%	2%	2%			2%	
con forze di contenimento	RCoB_1p		47%	47%	47%		47%	47%
	RCoB_2p		1%	1%	1%		1%	1%
	RCoB_3p		0%	0%	0%		0%	0%
	RCoB_4p		0%	0%	0%		0%	0%
	RAm_1p	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%
	RAm_2p	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%
	RAm_3p	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
	RAm_4p	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
	RCo_1p			0%	0%		0%	
	Rcu_1p			0%	0%		0%	
con forze di attrito	1p $\mu=0.05$	37%	37%	37%	37%	37%	37%	37%
	1p $\mu=0.10$	7%	7%	7%	7%	7%	7%	7%
	2p $\mu=0.05$	13%	13%	13%	13%	13%	13%	13%
	2p $\mu=0.10$	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
	3p $\mu=0.05$	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%
	3p $\mu=0.10$	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
	4p $\mu=0.05$	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
	4p $\mu=0.10$	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%

Estendendo il range degli intervalli considerati per le  $p_k$ , maggiore di PL3 (Tabella 6.3), si evidenziano percentuali prossime all'unità per tutti i meccanismi di ribaltamento semplice considerati. Quelli relativi alla flessione semplice, invece, presentano percentuali minori: quella più vulnerabile (probabilità di eccedenza del 69%) risulta la configurazione con spessore della parete a due teste (FS\_2p A).

Considerando i meccanismi con forze di contenimento o con la presenza di forze di attrito, invece, sono presenti valori di probabilità di eccedenza significative, comunque inferiori a 50% e 40%, solamente nella configurazione RCoB\_1p (come nel precedente caso) o di forze di attrito con coefficiente  $\mu$  pari 0.05.

Tabella 6.4: Probabilità di eccedenza del livello di danno PL2 associate alle tipologie edilizie per l'analisi locale

ANALISI LOCALE		Superamento della probabilità di eccedenza del livello di danno PL2						
$T_R=712$ anni		T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
ribaltamento e flessione semplice	RS_1p A(p)			100%			100%	
	RS_2p A(p)		100%	100%			100%	
	RS_3p A(p)		100%					
	RS_1p B(p)		100%	100%			100%	
	RS_2p B(p)		100%	100%			100%	
	RS_3p B(p)		99%	99%				
	RS_4p B(p)		83%	83%				
	RS_1p C(p)				100%			100%
	RS_2p C(p)				100%			100%
	RS_3p C(p)				100%			100%
	RS_4p C(p)				98%			98%
	RS_1p A (l)		100%			100%		100%
	RS_1p B (l)	100%	100%			100%		100%
	RS_1p C (l)				100%			100%
	RS_2p (l)	100%				100%		
	RS_3p (l)	100%						
	FS_2p A		100%	100%			100%	100%
	FS_2p B	70%	70%	70%		70%	70%	
FS_2p C		50%	50%	50%			50%	
con forze di contenimento	RCoB_1p		88%	88%	88%		88%	88%
	RCoB_2p		10%	10%	10%		10%	10%
	RCoB_3p		0%	0%	0%		0%	0%
	RCoB_4p		17%	17%	17%		17%	17%
	RAm_1p	17%	17%	17%	17%	17%	17%	17%
	RAm_2p	13%	13%	13%	13%	13%	13%	13%
	RAm_3p	10%	10%	10%	10%	10%	10%	10%
	RAm_4p			9%	9%		9%	
	RCo_1p			0%	0%		0%	
	Rcu_1p		10%	10%	10%	10%	10%	10%
con forze di attrito	1p $\mu=0.05$	93%	93%	93%	93%	93%	93%	93%
	1p $\mu=0.10$	77%	77%	77%	77%	77%	77%	77%
	2p $\mu=0.05$	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%
	2p $\mu=0.10$	14%	14%	14%	14%	14%	14%	14%
	3p $\mu=0.05$	22%	22%	22%	22%	22%	22%	22%
	3p $\mu=0.10$	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
	4p $\mu=0.05$	4%	4%	4%	4%	4%	4%	4%
	4p $\mu=0.10$	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%

L'ultimo caso, che considera le  $p_k$  per intervalli maggiori di PL2 (Tabella 6.4), si differenzia rispetto al precedente per il sensibile aumento delle percentuali anche per i meccanismi di flessione semplice, che raggiungono percentuali con valori superiori al 50% (Tabella 6.4). Per quanto riguarda i restanti meccanismi, salvo i casi di RCoB\_1p o per valori di  $\mu$  di 0.05 e 0.10 in cui le percentuali superano il 70%, le  $p_k$  si attestano in tutti i casi con valori inferiori al 20% evidenziando una limitata vulnerabilità di queste configurazioni in corrispondenza di una domanda sismica prevista per lo SLV.

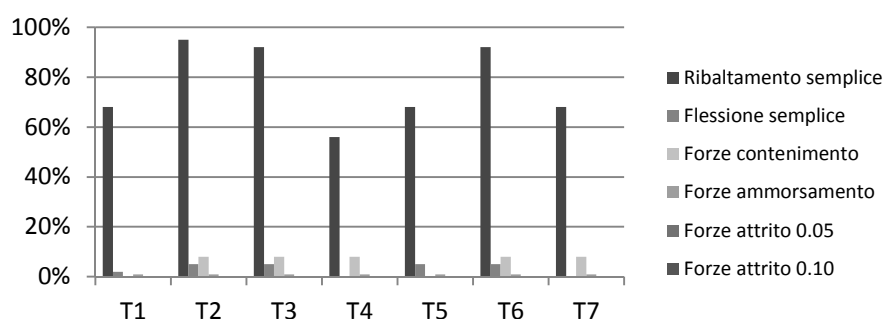
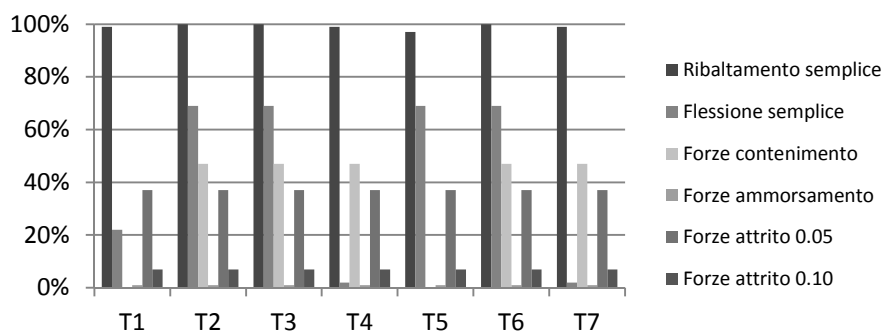
Sono di seguito esposte le  $p_k$  riepilogative (Tabella 6.5, Figura 6.3, Figura 6.4 e Figura 6.5) per le tipologie edilizie identificate considerando le percentuali più gravose dei meccanismi di collasso analizzati in corrispondenza di un periodo di ritorno di 712 anni (SLV).

**Tabella 6.5: Massima  $p_k$  per livello di danno superiori a PL4, PL3 e PL2 associate alle tipologie edilizie per l'analisi locale**

$p_k > PL4$	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
Ribaltamento semplice	77%	68%	92%	56%	68%	92%	68%
Flessione semplice	2%	5%	5%	0%	5%	5%	0%
Meccanismo con contenimento	-	8%	8%	8%	-	8%	8%

$p_k > PL3$	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
Ribaltamento semplice	99%	97%	100%	99%	98%	100%	99%
Flessione semplice	22%	69%	69%	2%	69%	69%	2%
Meccanismo con contenimento	1%	47%	47%	47%	1%	47%	47%
Meccanismo con attrito	$\mu=0.05$	37%	37%	37%	37%	37%	37%
	$\mu=0.10$	7%	7%	7%	7%	7%	7%

$p_k > PL2$	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
Ribaltamento semplice	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
Flessione semplice	70%	100%	100%	50%	100%	100%	50%
Meccanismo con contenimento	-	88%	88%	88%	-	88%	88%
Meccanismo con ammorsamento	17%	17%	17%	17%	17%	17%	17%
Meccanismo con attrito	$\mu=0.05$	93%	93%	93%	93%	93%	93%
	$\mu=0.10$	77%	77%	77%	77%	77%	77%
	$\mu=0.20$	24%	24%	24%	24%	24%	24%
	$\mu=0.30$	9%	9%	9%	9%	9%	9%


**Figura 6.3: Probabilità di eccedenza del danno > PL4**

**Figura 6.4: Probabilità di eccedenza del danno > PL3**

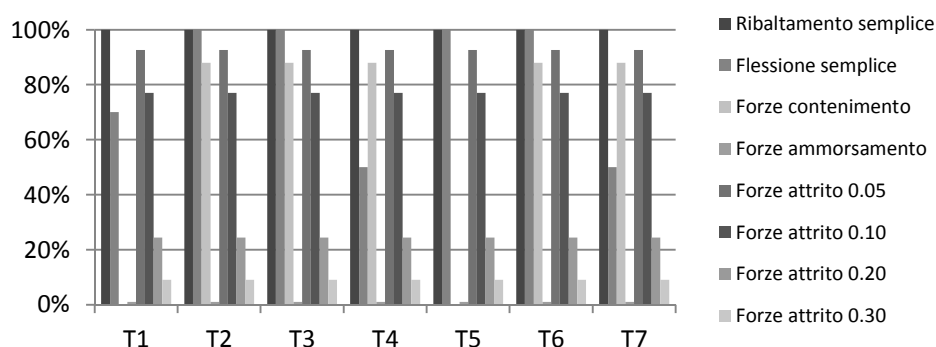


Figura 6.5: Probabilità di eccedenza del danno > PL2

Una volta individuate le probabilità di eccedenza di tutti i possibili meccanismi attivabili, il successivo approfondimento ha previsto la valutazione dei cinematici più idonei da attribuire alle singole tipologie edilizie. La costruzione degli scenari di danno caratteristici ha considerato, per la vulnerabilità locale, aspetti riguardanti:

- la modalità di realizzazione della costruzione per la caratterizzazione dei vari elementi strutturali che la costituiscono (aspetti geometrici/strutturali e loro influenza);
- l'influenza sul comportamento strutturale dei processi evolutivi di trasformazione della costruzione in presenza di eventi sismici (influenza delle varie fasi storiche ed interventi subiti);
- la presenza di forme di degrado o elementi di vulnerabilità che aumentano la possibilità di attivazione dei meccanismi di danno.

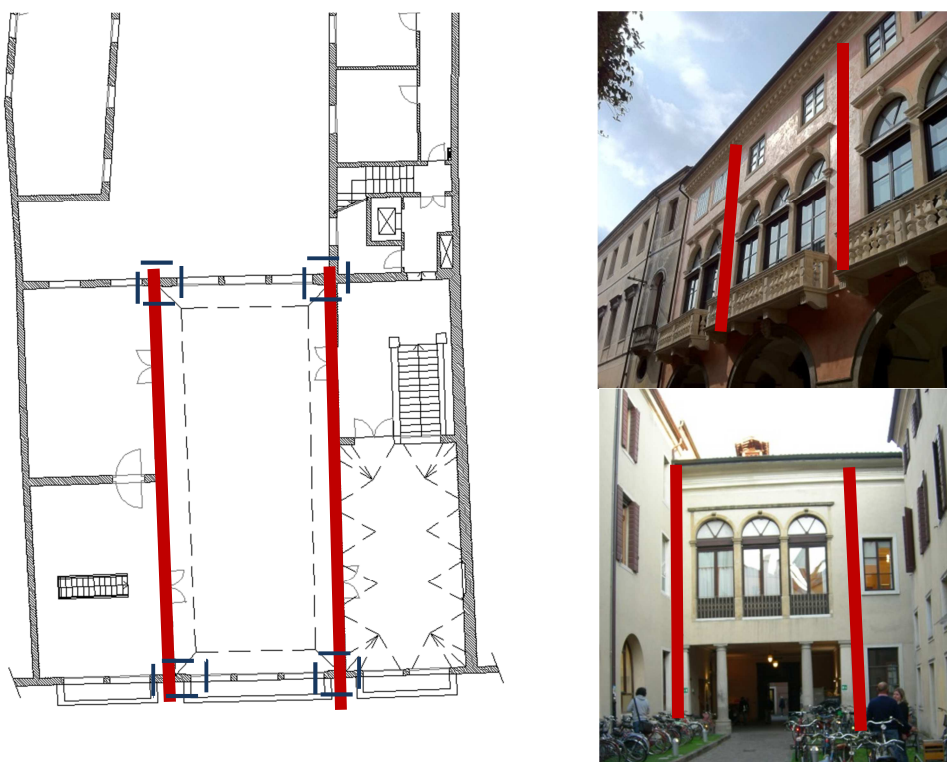


Figura 6.6: Elementi di vulnerabilità per l'attivazione del ribaltamento globale presenti nel palazzo Ca' Borin: presenza di aperture in prossimità delle pareti trasversali ai prospetti principali

Uno tra gli aspetti più importanti, nell'attribuzione del cinematico più appropriato ad ogni tipologia, riguarda l'influenza degli orizzontamenti sia intermedi che di copertura, e degli elementi trasversali ai macroelementi considerati. Per le tipologie che presentano orizzontamenti lignei (T1 e T5 su tutti i livelli, T2, T4 e T7 solo in copertura) sono stati valutati come cinematici più idonei quelli di ribaltamento

semplice: le strutture lignee che caratterizzano questi edifici non si configurano, vista la loro deformabilità e scarsa connessione agli appoggi, come adeguati elementi di contenimento per possibili sollecitazioni fuori dal piano della parete. Risulta inoltre frequente, in molti degli edifici appartenenti a queste tipologie, la presenza di aperture di ampie superfici che limitano l'efficacia del collegamento tra il macroelemento considerato e la muratura di spina: questi elementi di discontinuità rappresentano una elevata vulnerabilità limitando l'azione di contenimento offerta dall'ammorsamento trasversale ed aumentando la possibilità di attivazione di meccanismi di ribaltamento fuori dal piano (Figura 6.6 e Figura 6.7).



**Figura 6.7: Elementi di vulnerabilità per l'attivazione del ribaltamento globale presenti nel palazzo Cavalli: presenza di aperture in prossimità delle pareti trasversali al prospetto principale:**

Ulteriori aspetti rilevati ed influenti nell'attivazione di meccanismi di ribaltamento semplice al manifestarsi di eventi sismici riguardano (Figura 6.8):

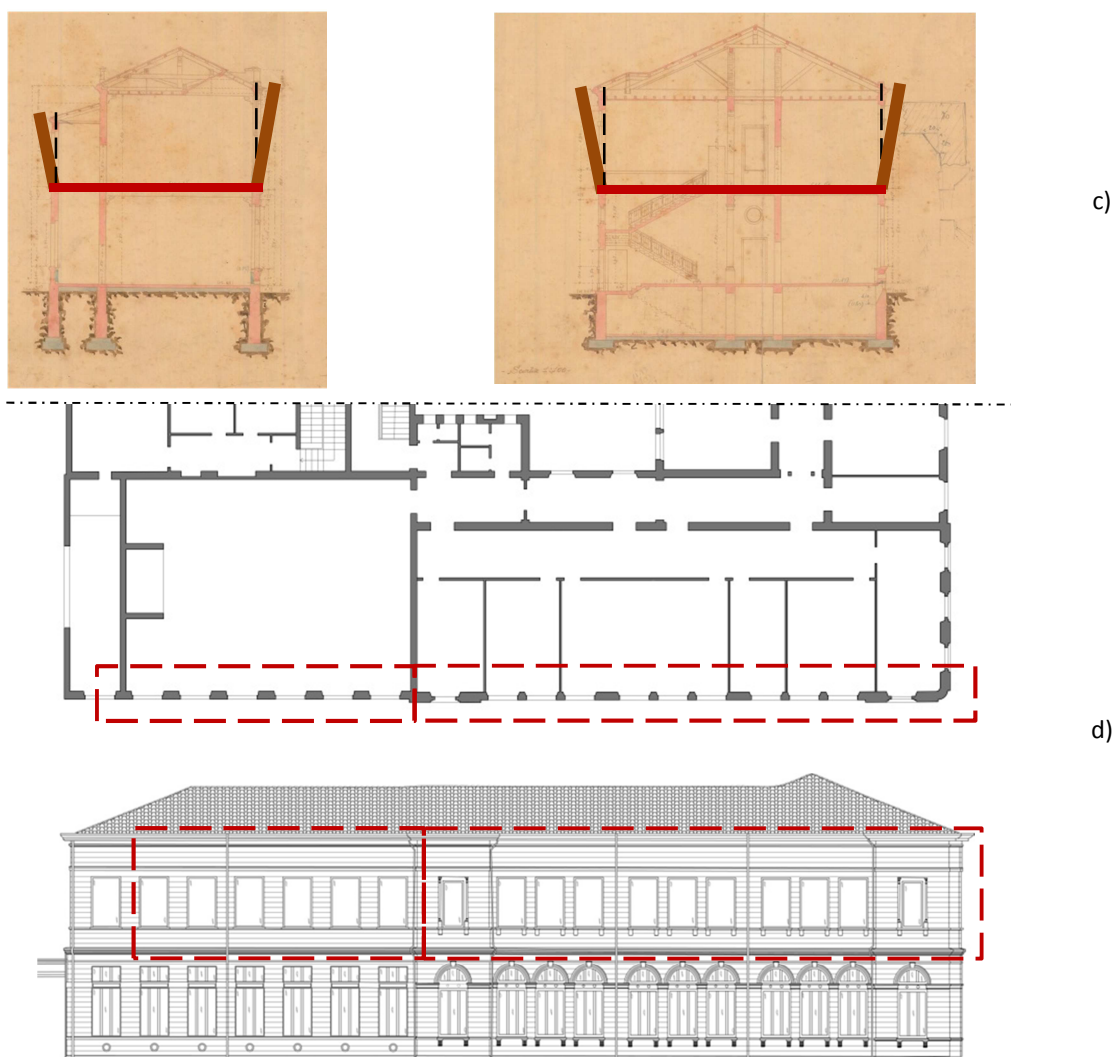
- l'assenza di vincoli e di elementi di contenimento in sommità delle pareti;
- la presenza di ampie luci tra i muri di spina che limitano fortemente l'effetto di contenimento al ribaltamento (collegamento trasversale poco efficace);
- la presenza di vincoli di interpiano che influenzano l'attivazione di meccanismi in quota (configurazione caratteristica di edifici con presenza di cordoli in c.a. nei piani intermedi e copertura lignea in semplice appoggio).



a)

b)

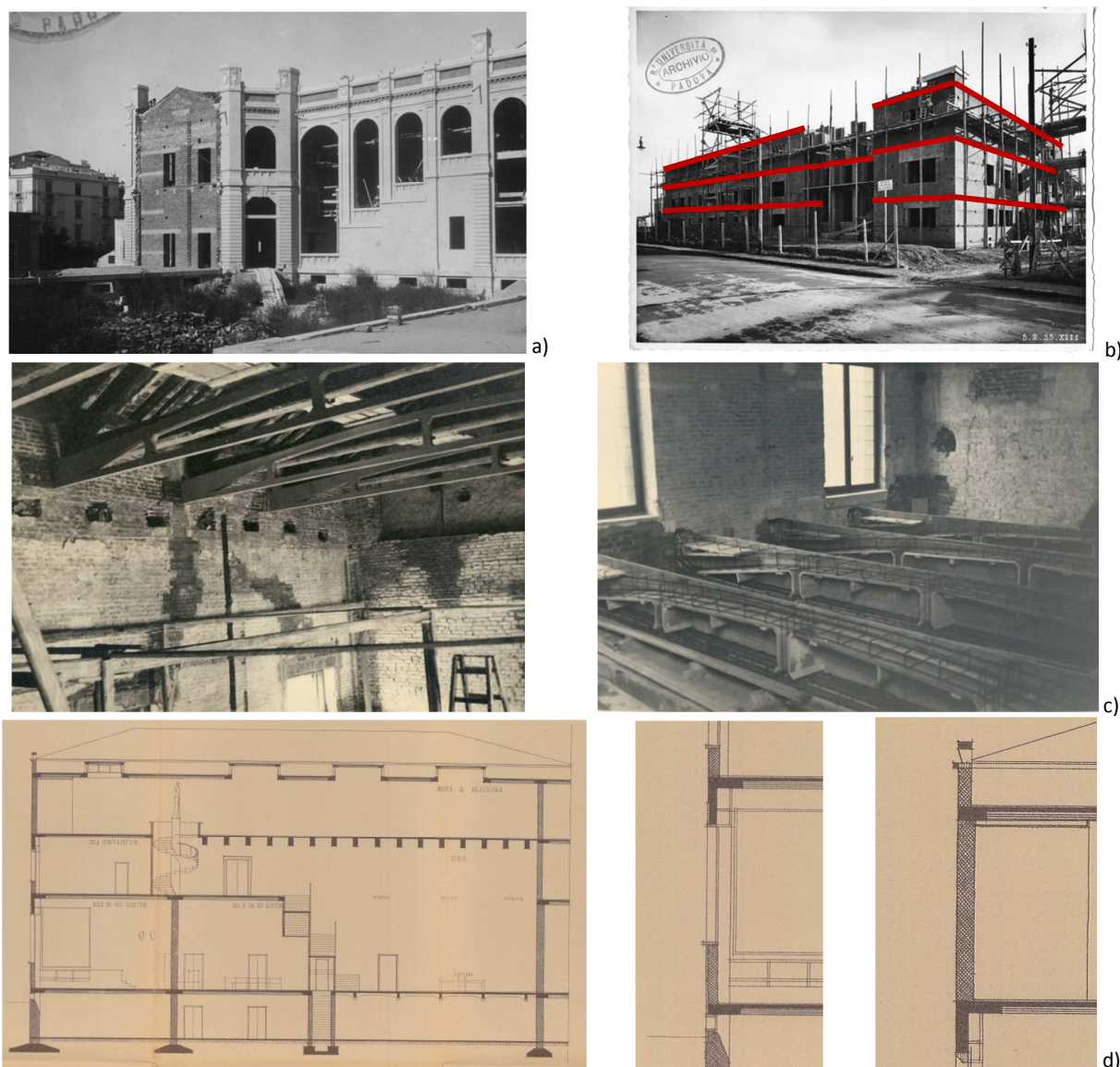




**Figura 6.8: Elementi di vulnerabilità per l'attivazione del ribaltamento parziale presenti nel complesso di Ingegneria: a) discontinuità dovute dall'evoluzione storica dell'edificio b) appoggio puntuale delle capriate lignee di copertura, c) presenza di vincoli di interpiano, d) presenza di ampie luci tra i muri trasversali di spina e di aperture troppo vicine agli stessi (Archivio Generale di Ateneo)**

A fronte di tali considerazioni si è ritenuto opportuno considerare il ribaltamento semplice come cinematismo più idoneo per le tipologie caratterizzate da orizzontamenti lignei, in particolare: per le tipologie T1 e T5, che presentano solai lignei su tutti i livelli, il ribaltamento globale della parete, mentre per le tipologie T2, T4 e T7, che presentano solaio ligneo solamente in copertura, il ribaltamento parziale della sola porzione corrispondente all'ultimo livello.

Per le restanti tipologie dove l'influenza degli orizzontamenti risulta più efficace, invece, la presenza di forze di contenimento garantisce un maggiore contrasto all'attivazione dei meccanismi di ribaltamento semplice: in queste configurazioni, meno vulnerabili rispetto alle precedenti, i cinematismi ritenuti più idonei devono tenere in considerazione il possibile effetto di contenimento offerto sia dalle strutture orizzontali (influenza degli orizzontamenti) che verticali (presenza di ammorsamenti).



**Figura 6.9: Configurazione per tipologie con orizzontamenti in laterocemento: a) cordoli non continui o assenti, Istituti Anatomici (1925); c) cordoli non presenti ed inserimento puntuale delle travi, Palazzo Bo (1941); b) e d); cordoli continui a tutto spessore, Istituto di Fisica (1935) e Palazzo Bo (1936) (Archivio Generale di Ateneo)**

Rispetto alle precedenti configurazioni, con orizzontamenti lignei caratterizzati da un inserimento puntuale degli elementi trave, scarso ammortamento nei collegamenti e strutture deformabili, i solai in laterocemento o soletta in c.a. possono presentare configurazioni che influenzano in maniera più efficace (in questo caso limitando) l'attivazione di cinematici fuori dal piano. Le configurazioni prevalentemente riscontrate prevedono:

- la presenza di cordoli o architravi in c.a. discontinui che non garantiscono un comportamento scatolare e di contenimento continuo della parete (Figura 6.9, a);
- l'inserimento puntuale di travi in c.a. sulla muratura senza ulteriori collegamenti o l'inserimento di cordoli in breccia su uno spessore limitato della muratura. Questi elementi rappresentano, frequentemente, interventi di sostituzione di precedenti solai: eseguiti su opere esistenti sono caratterizzati da una limitata efficacia nei collegamenti (Figura 6.9, c);
- la presenza di cordoli in c.a. di piano su tutto lo spessore della muratura che garantiscono un comportamento scatolare della struttura. In questo caso la muratura non presenta continuità cielo-terra ed un possibile meccanismo da considerare coinvolgerà la parete nel singolo piano (Figura 6.9, b e d).



Le valutazioni sull'influenza degli elementi verticali ed orizzontali hanno consentito, per ognuna delle tipologie, di attribuire i meccanismi locali di collasso più idonei ed individuare, tra questi, quelli che manifestano maggiore vulnerabilità: in questo modo è possibile definire degli scenari evidenziando la probabilità di eccedenza per un determinato livello di danno al variare della domanda sismica.

I meccanismi più gravosi individuati, quindi, sono:

- tipologie T1 e T5: meccanismo semplice di ribaltamento della parete su più piani;
- tipologie T2, T4 e T7: meccanismo semplice di ribaltamento parziale in quota della parete dell'ultimo livello;
- tipologia T3: meccanismo di ribaltamento della parete ad un piano trattenuta da cordolo a tutto spessore;
- tipologia T6: meccanismo di ribaltamento della parete trattenuta da cordolo in breccia su più piani.

La domanda sismica considerata prende come riferimento i quattro Stati Limite previsti dall'attuale normativa (SLO, SLD, SLV e SLC).

**Tabella 6.6: Attribuzione del  $p_k$  al superamento di PL4, PL3 e PL2 associate alle tipologie edilizie per l'analisi locale**

SLO: $a_g=0.036g$ - $T_R=45$ anni							
Probabilità di eccedenza	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
>PL2	0%	0%	0%	0%	5%	0%	0%
>PL3	0%	2%	0%	0%	0%	0%	0%
>PL4	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
SLD: $a_g=0.043g$ - $T_R=75$ anni							
Probabilità di eccedenza	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
>PL2	54%	64%	0%	0%	64%	11%	0%
>PL3	5%	14%	0%	0%	14%	1%	0%
>PL4	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
SLV: $a_g=0.099g$ - $T_R=712$ anni							
Probabilità di eccedenza	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
>PL2	100%	100%	9%	100%	100%	88%	100%
>PL3	99%	97%	1%	99%	98%	47%	99%
>PL4	77%	68%	0%	13%	68%	8%	13%
SLC: $a_g=0.126g$ - $T_R=1462$ anni							
Probabilità di eccedenza	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
>PL2	100%	100%	36%	100%	100%	97%	100%
>PL3	100%	100%	2%	98%	100%	72%	98%
>PL4	97%	90%	0%	53%	90%	23%	53%

Dai valori di probabilità di eccedenza si evidenzia l'elevata vulnerabilità per tutte le tipologie che presentano, sia nei piani intermedi che in copertura, orizzontamenti a struttura lignea.

Confrontando le probabilità di eccedenza al variare del periodo di ritorno è possibile individuare le tipologie che presentano maggiore vulnerabilità e quindi percentuale di danno (Tabella 6.6). La prima domanda sismica considerata, relativa allo SLO ( $T_R$  di 45 anni e  $a_g$  di 0.036g), evidenzia per tutte le tipologie considerate basse o nulle percentuali di eccedenza (in tutti i casi inferiori al 5%). Analoghe osservazioni anche per la domanda sismica relativa allo SLD ( $T_R$  di 75 anni e  $a_g$  di 0.043g) tranne per le tipologie T1, T2 e T5 che presentano percentuali superiori al 50% per livelli di danno superiori a PL2.

In corrispondenza a domande sismiche per gli SLU (SLV:  $T_R$  di 712 e  $a_g$  di 0.099g; SLC:  $T_R$  di 1462 anni e  $a_g$  di 0.126g) i valori di  $p_k$  per livelli di danno maggiori di PL2 presentano in tutti i casi elevate percentuali che superano l'80%. L'unica a non evidenziare percentuali rilevati risulta la tipologia T3:

caratterizzata dalla presenza di cordoli a tutto spessore non presenta, per le domande sismiche considerate, vulnerabilità rilevante dal punto di vista del comportamento locale.

Sono di seguito riportate le curve di fragilità attribuite ad ogni tipologia per la valutazione della vulnerabilità locale secondo i meccanismi di collasso locale attivabili (PL2, Figura 6.10; PL3, Figura 6.11; PL4, Figura 6.12) e gli scenari di danno risultanti (Figura 6.13) al variare del superamento del livello di danno.

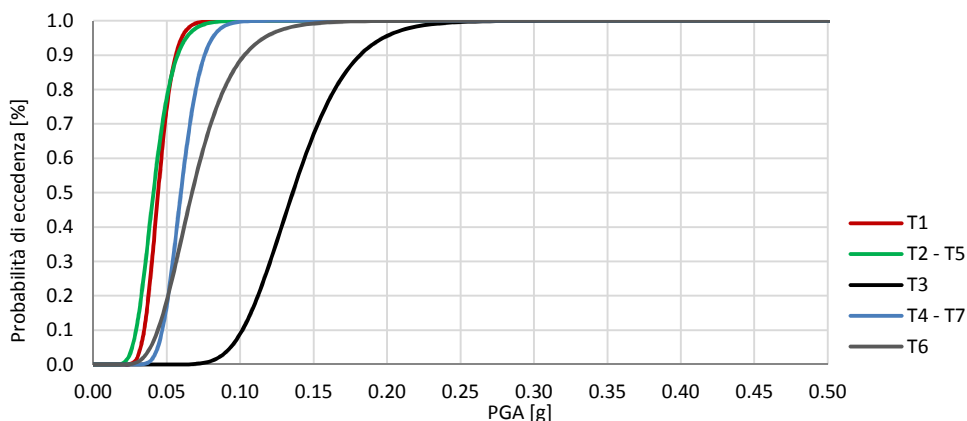


Figura 6.10: Curve di fragilità per pk maggiori di PL2 dei meccanismi locali di collasso attribuiti alle tipologie

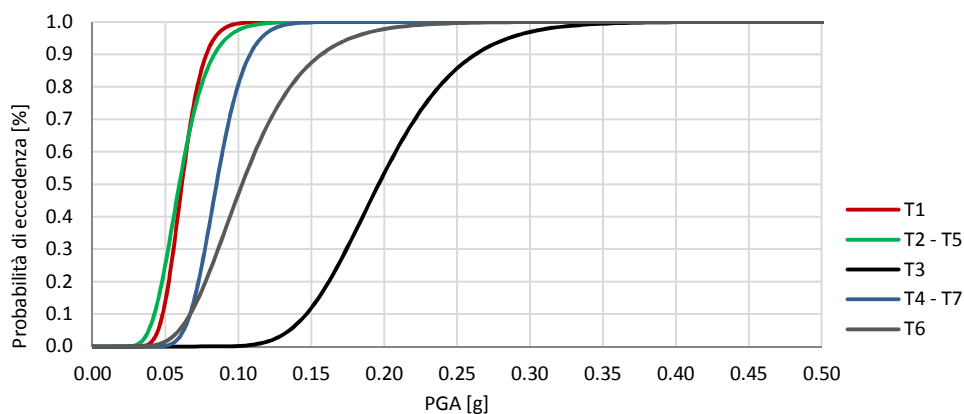


Figura 6.11: Curve di fragilità per pk maggiori di PL3 dei meccanismi locali di collasso attribuiti alle tipologie

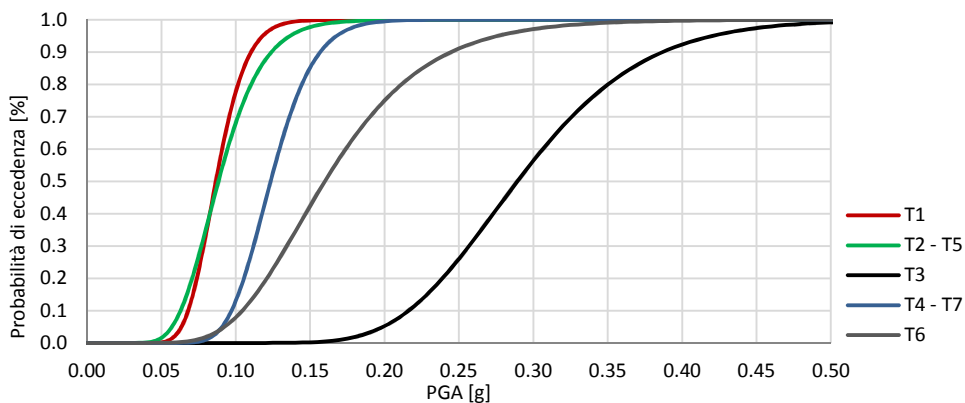
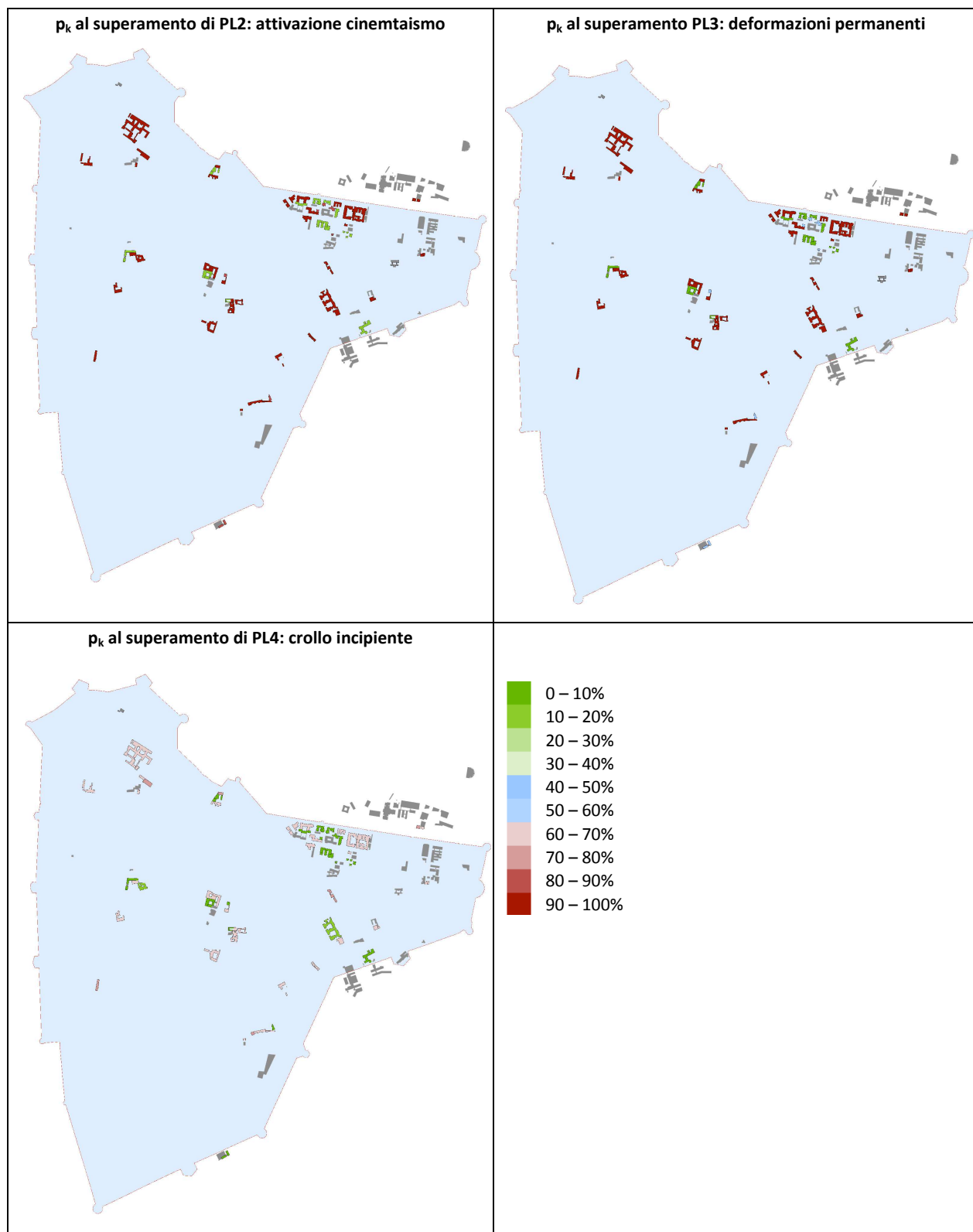


Figura 6.12: Curve di fragilità per pk maggiori di PL4 dei meccanismi locali di collasso attribuiti alle tipologie

Figura 6.13: Scenari di danno SLV dall'analisi del comportamento locale per  $p_k$  superiore a PL2, PL3 e PL4

### 6.2.2. Scenari di danno per vulnerabilità globali

Il successivo confronto proposto riguarda gli scenari di danno ottenuti dalle analisi statiche non-lineari svolte per la valutazione del comportamento globale, sulla base delle informazioni raccolte nel corso della fase di conoscenza condotta, per ognuna delle tipologie edilizie individuate.

Per quanto riguarda la vulnerabilità globale sono prese come riferimento le percentuali di probabilità di eccedenza del danno considerando un  $T_R$  di 712 ed in corrispondenza del superamento degli ultime tre livelli di danno (PL3, PL4 e PL5) relativi, secondo EMS 98, a:

- **moderato danno strutturale e grave danno non strutturale:** in corrispondenza del superamento del livello PL3 ( $d_{max} > 1.5d_y$ ) e degli intervalli DL3-DL4-DL5. In tale configurazione è identificato un danno variabile da consistente a grave: si possono manifestare lesioni larghe ed estese in gran parte delle pareti strutturali ed il distacco e/o la rottura di singoli elementi non strutturali (pareti divisorie, camini, elementi decorativi, ecc.) (Figura 6.14, a).
- **Grave danno strutturale e gravissimo danno non strutturale:** in corrispondenza del superamento del livello PL4 ( $d_{max} > 0.5(d_y + d_u)$ ) e degli intervalli DL4-DL5. In tale configurazione è identificato un danno molto grave: è possibile il serio cedimento delle pareti ed il collasso strutturale parziale di coperture e orizzontamenti (Figura 6.14, b).



Figura 6.14: Grado di danno per edifici in muratura: a) grave, b) molto grave e c) distruzione

- **Danno strutturale molto pesante:** in corrispondenza del superamento del livello PL5 ( $d_{max} > d_u$ ) e degli intervalli DL5. In tale configurazione è identificato un danno di distruzione con il manifestarsi del crollo totale o quasi totale dell'intera struttura (Figura 6.14, c).

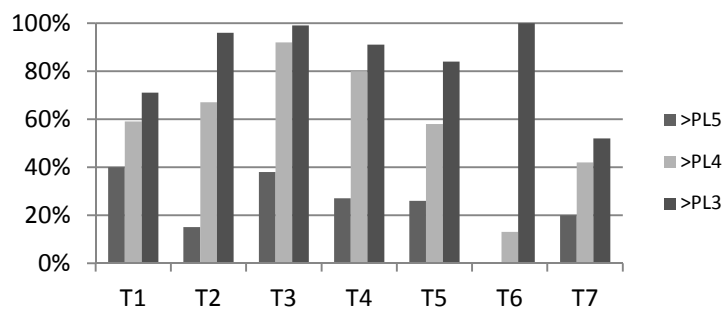
I risultati dei valori di  $p_k$  sono inoltre differenziati per tipologia di insediamento urbano secondo la configurazione isolata (Tabella 6.7) o in aggregato (Tabella 6.8); analogamente alle valutazioni fatte per

l'analisi locale le domande sismiche prendono come riferimento i quattro Stati Limite previsti dall'attuale normativa.

**Tabella 6.7: Attribuzione del  $p_k$  al superamento di PL4, PL3 e PL2 associate alle tipologie edilizie isolate per l'analisi globale**

SLO: $a_g=0.036g$ - $T_R=45$ anni							
Probabilità di eccedenza	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
>PL3	2%	0%	0%	0%	0%	0%	2%
>PL4	1%	0%	0%	0%	0%	0%	1%
>PL5	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
SLD: $a_g=0.043g$ - $T_R=75$ anni							
Probabilità di eccedenza	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
>PL3	8%	0%	1%	0%	7%	0%	6%
>PL4	4%	0%	0%	0%	2%	0%	3%
>PL5	2%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
SLV: $a_g=0.099g$ - $T_R=712$ anni							
Probabilità di eccedenza	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
>PL3	71%	96%	99%	91%	84%	100%	52%
>PL4	59%	67%	92%	80%	58%	13%	42%
>PL5	40%	16%	38%	27%	26%	0%	20%
SLC: $a_g=0.126g$ - $T_R=1462$ anni							
Probabilità di eccedenza	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
>PL3	87%	100%	100%	100%	95%	100%	68%
>PL4	79%	94%	100%	97%	79%	56%	59%
>PL5	61%	50%	81%	65%	48%	7%	34%

Per quanto riguarda gli Stati Limite di Esercizio considerati, SLO e SLD, le probabilità di eccedenza delle tipologie con configurazione isolata non evidenziano percentuali significative attestandosi, in tutti i casi, con valori inferiori al 10%. Considerando lo SLV le  $p_k$ , per livelli di danno superiori a PL3, presentano in tutti i casi percentuali con valori significativi: le tipologie T2, T3, T4 e T6 superiori al 90%, mentre le tipologie T1, T5 e T7 valori rispettivamente di poco superiori al 70%, 80% e 50%. Per livelli di danno superiori a PL4 solamente le tipologie T3 e T4 presentano percentuali superiori all'80%. Le restanti, ad esclusione della T6 con  $p_k$  pari a 13%, presentano valori compresi tra il 40% e il 70%. Infine, considerando il superamento del solo livello PL5, corrispondente allo spostamento ultimo nella curva di capacità, tutte le tipologie presentano percentuali inferiori al 40%: le percentuali più basse si riscontrano per la tipologia T6 (0%), T2 (16%) e T7 (20%).



**Figura 6.15: Probabilità di eccedenza del danno allo SLV per le tipologie isolate > PL5, PL4, PL3**

L'esito degli scenari e delle valutazioni sul comportamento globale ha permesso di evidenziare le caratteristiche e le peculiarità che maggiormente influenzano la capacità delle strutture. Rispetto alle precedenti valutazioni, in cui il giudizio definito riguardava la struttura "scomposta" nei possibili

macroelementi (con valutazioni sull'effetto locale di ribaltamento di azioni agenti fuori dal piano delle pareti), la valutazione del comportamento d'insieme considera l'effetto nelle murature di sollecitazioni di taglio e flessione (forze agenti nel proprio piano): in questo caso i danni e i possibili collassi sono funzione prevalente della resistenza della muratura.

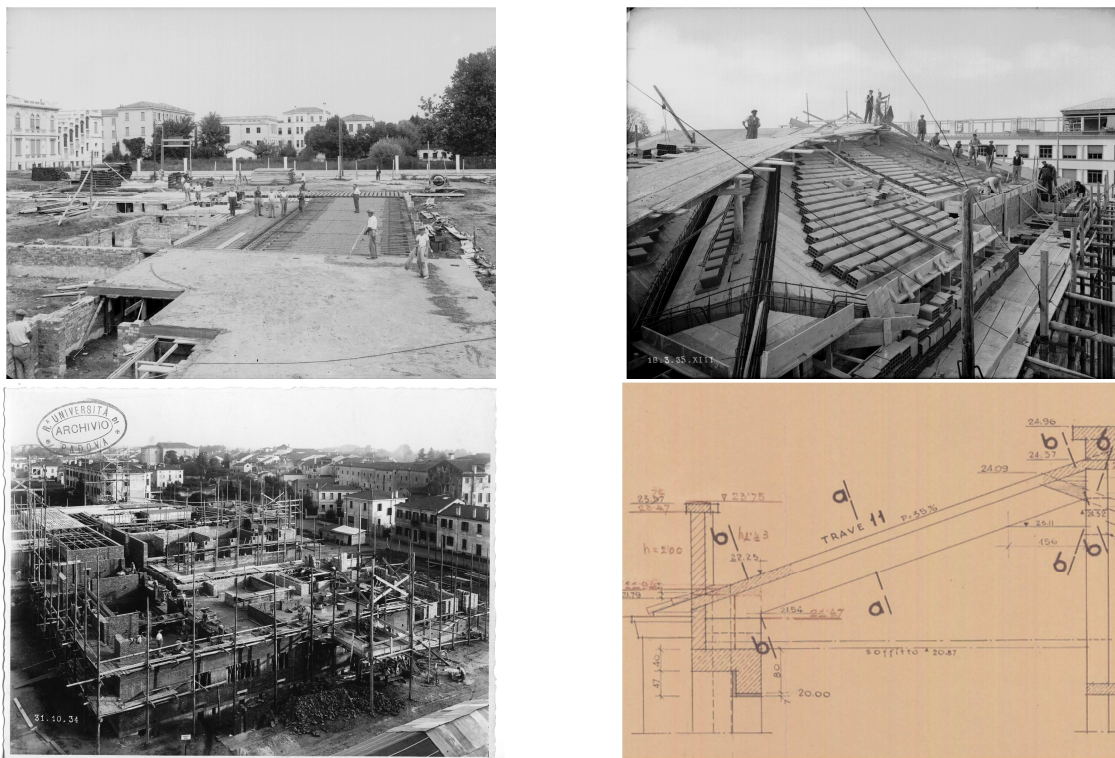


Figura 6.16: Orizzontamenti in laterocemento con cordolo a tutto spessore presenti presso il complesso di Fisica, 1934 (Archivio Generale di Ateneo)

Per far sì che il comportamento globale sia prevalente, rispetto a quello locale per macroelementi, è necessario che la struttura presenti una configurazione in grado di manifestare un comportamento scatolare: secondo le indicazioni presenti nelle NTC 2008 al §4.5.4, per garantire un comportamento scatolare, muri ed orizzontamenti devono essere opportunamente collegati fra loro rispettando gli aspetti legati alla “regola d’arte” (§2.6). Tutte le pareti devono essere collegate al livello dei solai mediante cordoli di piano di calcestruzzo armato (Figura 6.16) e, tra di loro, mediante ammorsamenti lungo le intersezioni verticali (Figura 6.17, c): considerando anche la presenza di un orizzontamento rigido, le forze sismiche agenti vengono trasferite dai pannelli ortogonali agli orizzontamenti e, per effetto di piano rigido, ai pannelli paralleli all’azione agente riducendo sensibilmente le sollecitazioni di flessione.

Queste caratteristiche, riscontrabili nelle costruzioni di nuova realizzazione, sono frequentemente un aspetto di difficile identificazione nelle costruzioni esistenti: in particolare in presenza di strutture che hanno subito interventi successivi come la sostituzione degli orizzontamenti o interventi di ampliamento/sopraelevazione.

Sono di seguito riportate le curve di fragilità attribuite ad ogni tipologia con insediamento isolato per la valutazione della vulnerabilità globale (PL3, Figura 6.18; PL4, Figura 6.19; PL5, Figura 6.20) al variare del superamento del livello di danno.



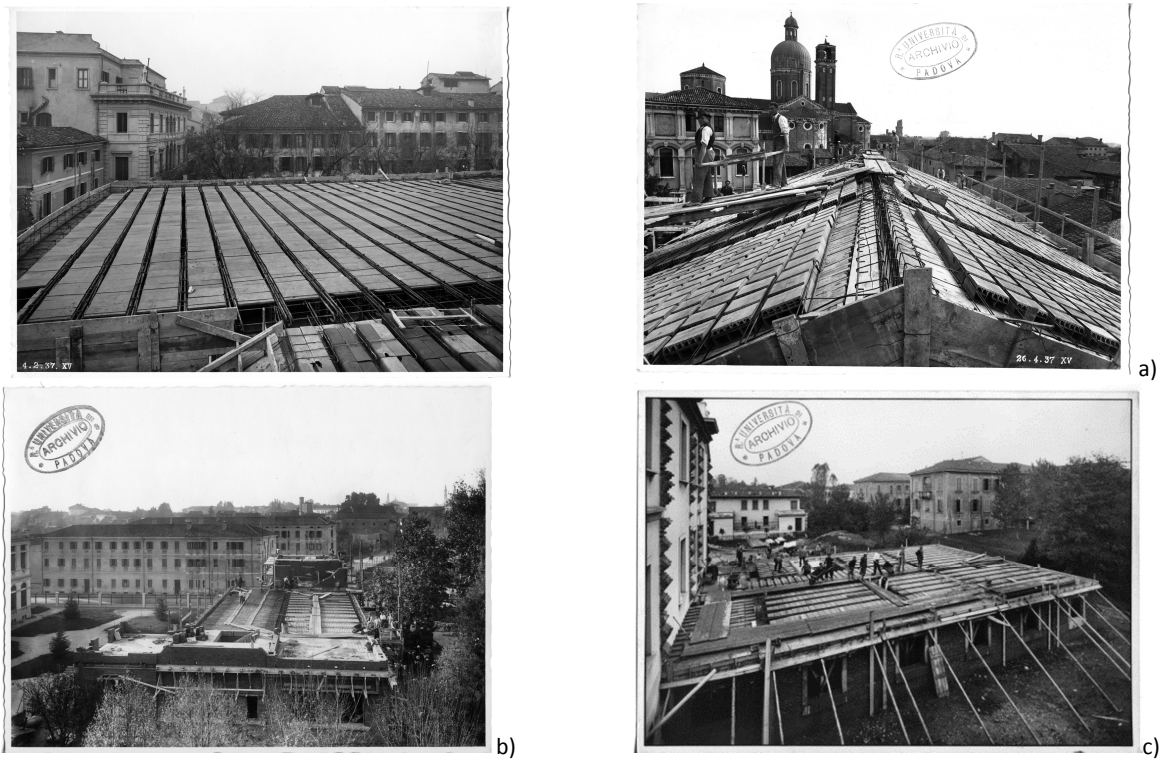


Figura 6.17: a) Orizzontamenti in laterocemento con cordolo a tutto spessore presenti presso il a) Palazzo Liviano, 1937 e b) ex Fisica Tecnica, c) predisposizione degli ammassamenti delle murature per un ampliamento presso edificio di Fisiologia (Archivio Generale di Ateneo)

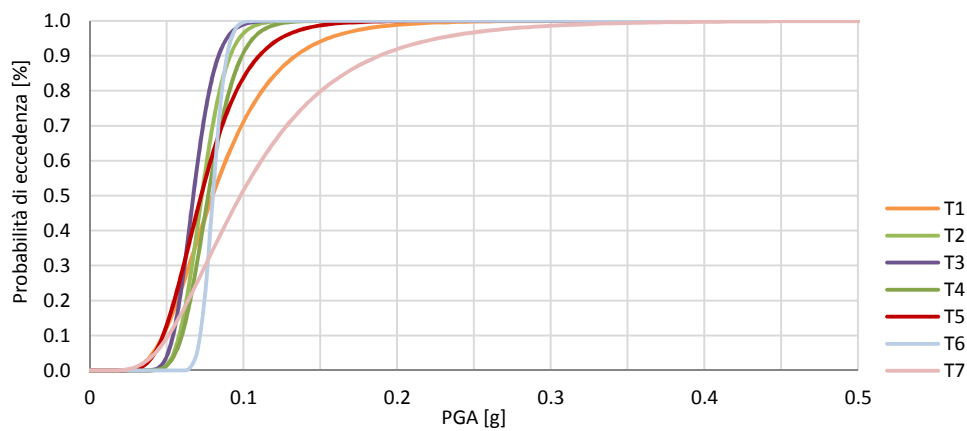


Figura 6.18: Curve di fragilità per pk maggiori di PL3 del comportamento globale attribuiti alle tipologie isolate

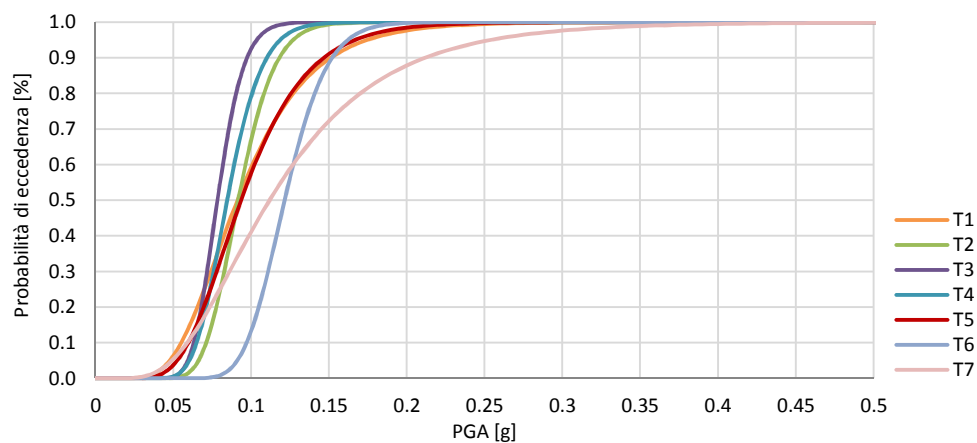


Figura 6.19: Curve di fragilità per pk maggiori di PL3 del comportamento globale attribuiti alle tipologie isolate



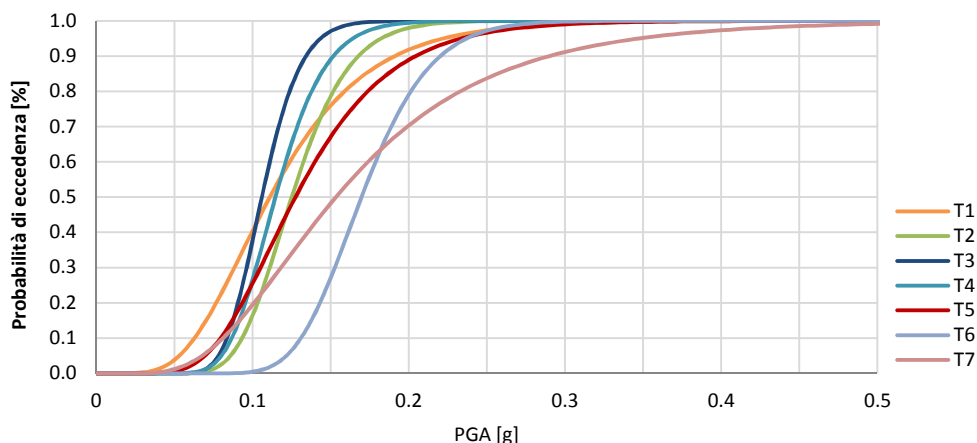


Figura 6.20: Curve di fragilità per pk maggiori di PL4 del comportamento globale attribuiti alle tipologie isolate

Analoghe osservazioni possono essere fatte anche per le tipologie con configurazione in aggregato con probabilità di eccedenza non significative per gli Stati Limite di Esercizio, SLO e SLD (Tabella 6.8). Aumentando il  $T_R$  per domande sismiche maggiori, le  $p_k$  in corrispondenza dello SLV ( $T_R$  di 712 anni) evidenziano un aumento delle percentuali: tutte le tipologie presentano valori superiori al 50% e 70% considerando rispettivamente il superamento dei livelli di danni PL4 e PL5. Anche in questo caso le tipologie che presentano una distribuzione delle percentuali di probabilità di eccedenza del danno minore rispetto alle altre, in corrispondenza di livelli superiori a PL3, risultano la T1 e la T5 con valori rispettivamente di 71% e 88%. Considerando invece il superamento del solo livello PL5 le tipologie con valori della percentuali inferiori risultano la T1 e la T2 (rispettivamente di 29% e 4%).

Tabella 6.8: Attribuzione del  $p_k$  al superamento di PL4, PL3 e PL2 associate alle tipologie edilizie in aggregato per l'analisi globale

SLO: $a_g=0.036g$ - $T_R=45$ anni				
Probabilità di eccedenza	T1	T2	T3	T5
>PL3	2%	0%	0%	1%
>PL4	0%	0%	0%	0%
>PL5	0%	0%	0%	0%
SLD: $a_g=0.043g$ - $T_R=75$ anni				
Probabilità di eccedenza	T1	T2	T3	T5
>PL3	8%	0%	0%	7%
>PL4	4%	0%	0%	1%
>PL5	2%	0%	0%	0%
SLD: $a_g=0.043g$ - $T_R=712$ anni				
Probabilità di eccedenza	T1	T2	T3	T5
>PL3	65%	99%	100%	88%
>PL4	46%	92%	99%	87%
>PL5	29%	4%	73%	54%
SLC: $a_g=0.126g$ - $T_R=1462$ anni				
Probabilità di eccedenza	T1	T2	T3	T5
>PL3	79%	100%	100%	100%
>PL4	65%	100%	100%	98%
>PL5	61%	63%	96%	84%

Sono di seguito riportate le curve di fragilità attribuite ad ogni tipologia con insediamento isolato per la valutazione della vulnerabilità globale (PL3, Figura 6.22; PL4, Figura 6.23; PL5, Figura 6.24) al

variare del superamento del livello di danno. Sono riportati inoltre gli scenari di danno risultanti (Figura 6.25).

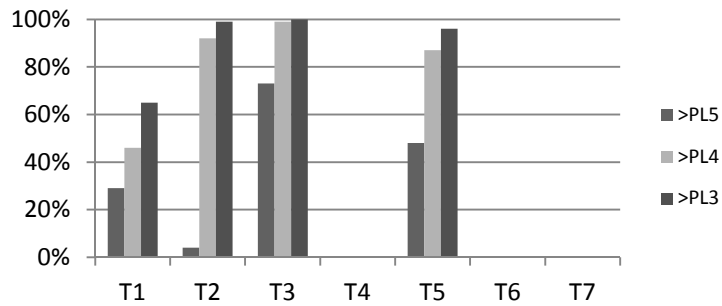


Figura 6.21: Probabilità di eccedenza del danno SLV per le tipologie in aggregato > PL5, PL4, PL3

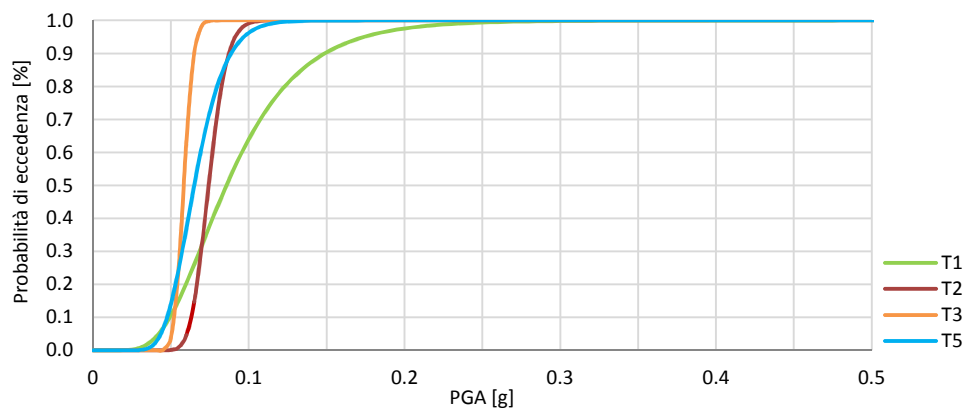


Figura 6.22: Curve di fragilità per pk maggiori di PL3 del comportamento globale attribuiti alle tipologie in aggregato

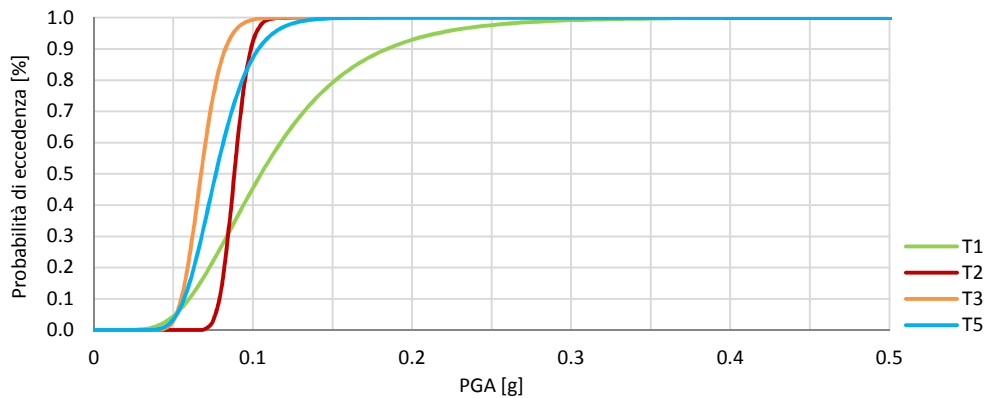


Figura 6.23: Curve di fragilità per pk maggiori di PL4 del comportamento globale attribuiti alle tipologie in aggregato

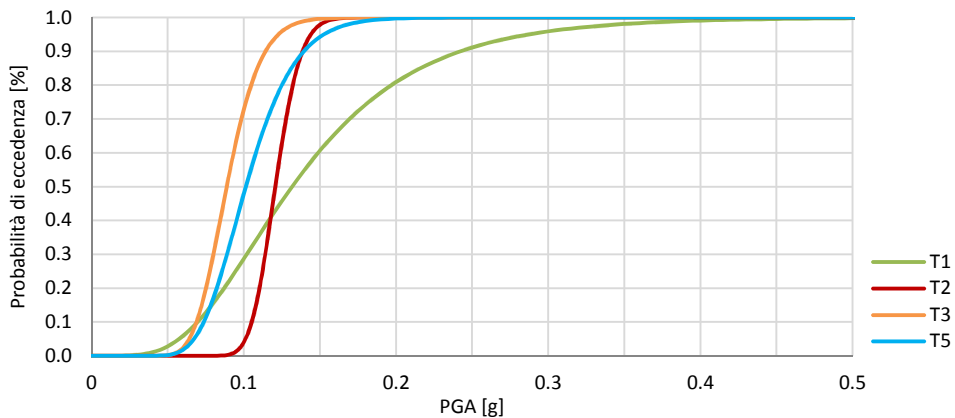
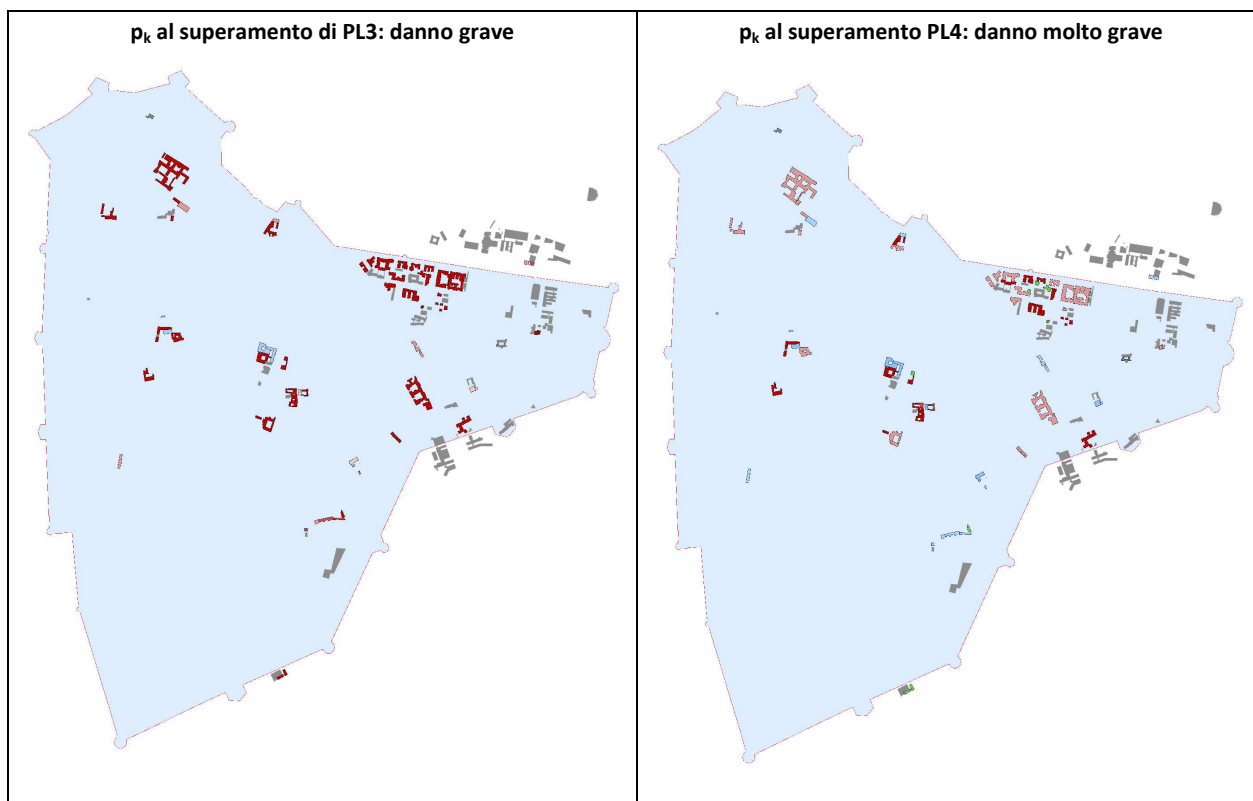


Figura 6.24: Curve di fragilità per pk maggiori di PL5 del comportamento globale attribuiti alle tipologie in aggregato



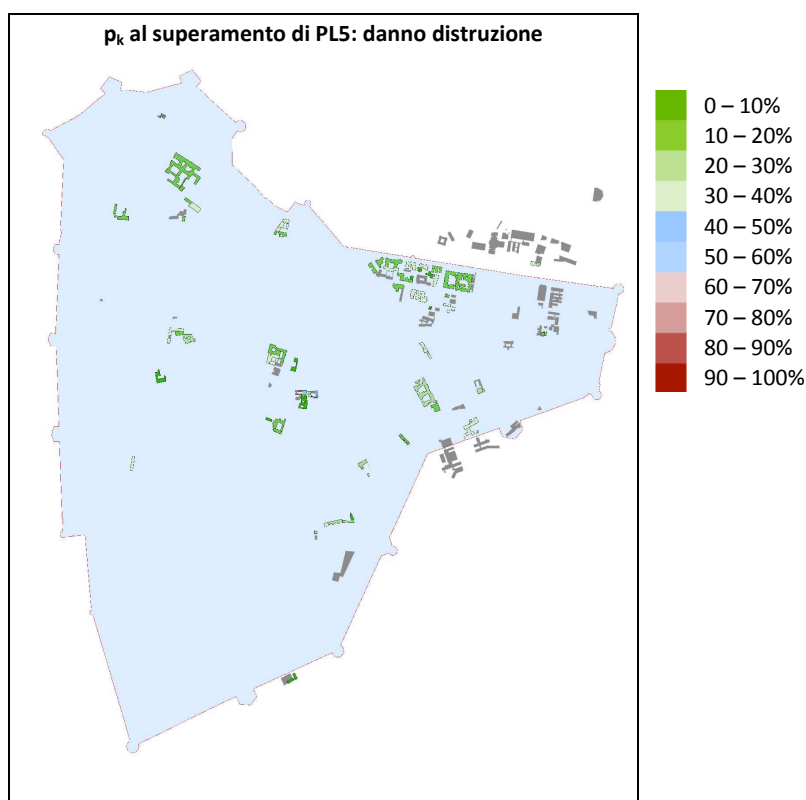


Figura 6.25: Scenari di danno SLV dall'analisi del comportamento globale per  $p_k$  superiore a PL3, PL4 e PL5

### 6.2.3. Vulnerabilità del patrimonio edilizio

Una volta condotte le valutazioni sui possibili scenari di danno, differenziando la vulnerabilità per comportamento locale e comportamento globale, la successiva fase ha previsto l'aggregazione dei risultati per la formulazione di un unico scenario di danno finale del patrimonio edilizio considerato. Per ognuna delle tipologie edilizie è stato identificato il meccanismo, inteso come prevalenza nella risposta tra quella locale o globale, più vulnerabile e attivabile al manifestarsi di un evento sismico. Questa formulazione finale consente di definire in un unico scenario di danno le tipologie edilizie che presentano maggiore vulnerabilità sismica e necessitano, di conseguenza, di ulteriori approfondimenti in via prioritaria.

Secondo le valutazioni precedentemente esposte (§6.2.1 e §6.2.2) è stato quindi attribuito ad ognuna delle tipologie il meccanismo ritenuto prevalente e più influente sul giudizio di vulnerabilità finale:

- risposta LOCALE per T1 e T5: gli edifici appartenenti a queste tipologie presentano orizzontamenti lignei sia ai livelli intermedi che in copertura e la risposta locale, in questo caso, è stata considerata la vulnerabilità prevalente. Per queste tipologie il possibile manifestarsi di meccanismi di collasso fuori dal piano risulta prevalente visto il collegamento poco efficace presente tra gli elementi verticali e le strutture lignee orizzontali.
- Risposta GLOBALE per T2, T3, T4, T6 e T7: gli edifici appartenenti a queste tipologie presentano orizzontamenti in laterocemento o soletta in c.a. nei livelli intermedi ed orizzontamenti in laterocemento, soletta o legno in copertura. In questo caso le strutture presentano, localmente, migliori collegamenti sia tra le strutture orizzontali che in corrispondenza degli orizzontamenti.

I diagrammi di seguito riportati evidenziano le probabilità di eccedenza di ognuna delle tipologie edilizie al superamento dei livelli di danno PL2-3-4 (risposta locale) e PL3-4-5 (risposta globale) per i quattro Stati Limite considerati.

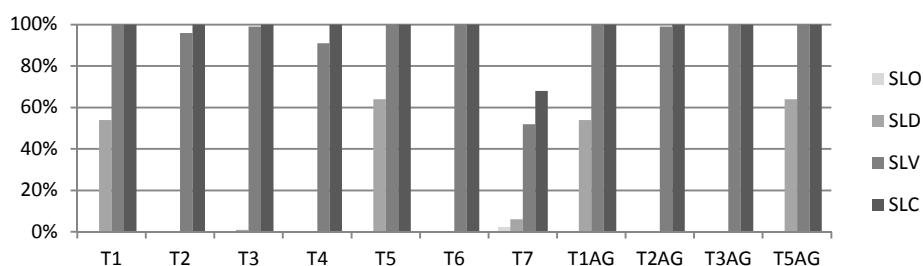


Figura 6.26: Probabilità di eccedenza del danno per le tipologie > PL3 globale e > PL2 locale

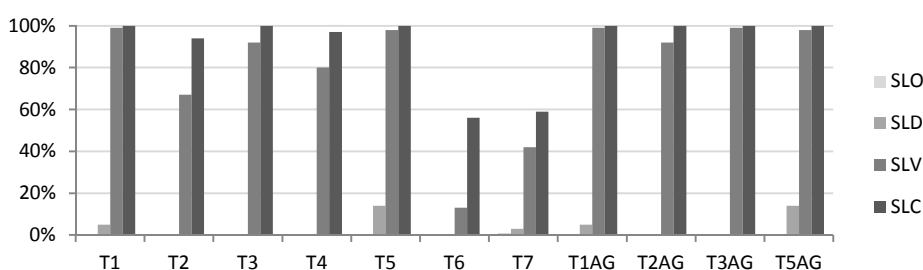


Figura 6.27: Probabilità di eccedenza del danno per le tipologie > PL4 globale e > PL3 locale

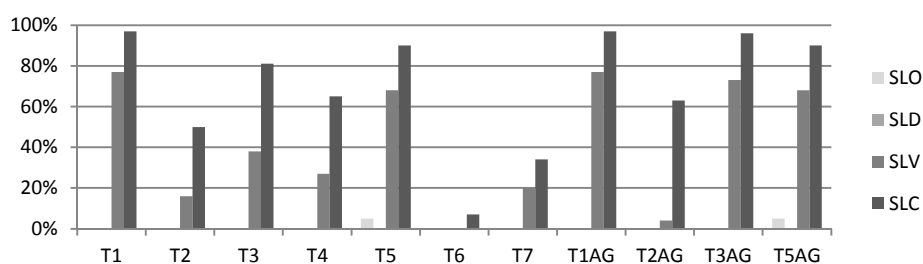


Figura 6.28: Probabilità di eccedenza del danno per le tipologie > PL5 globale e > PL4 locale

La formulazione di differenti scenari di danno, al variare della risposta sismica e del superamento di determinati livelli di danno, comportano un differente impatto sulle possibili azioni di riparazione o mitigazione del rischio sismico da intraprendere.

Gli scenari proposti infatti presentano, per la medesima azione sismica, il manifestarsi di differenti effetti al variare della gravità del danno (locale: attivazione – deformazioni permanenti – crollo incipiente; globale: grave - molto grave - distruzione). Con riferimento agli scenari proposti in Figura 6.29 al superamento dell'ultimo livello di danno, si evidenzia l'elevata vulnerabilità delle tipologie che manifestano come dominante l'effetto dei meccanismi locali: in queste strutture, caratterizzate da orizzontamenti lignei sia ai livelli intermedi che in copertura, le  $p_k$  si attestano più volte con percentuali superiori al 60%. Diversamente, invece, per le tipologie che presentano orizzontamenti in laterocemento dove il comportamento dominante risulta quello d'insieme (globale): in questo caso gli scenari presentano percentuali con valori inferiori al 40%.

Tale variazione di  $p_k$  al superamento di diversi livelli di danno, è stata proposta per consentire di valutare in modo più approfondito l'influenza e l'effetto di un possibile evento sismico e, quindi, la vulnerabilità delle principali tipologie strutturali.

A partire dai risultati e dagli scenari di danno ottenuti saranno valutati, nel seguente capitolo, dei criteri e principi di riferimento per la gestione di un vasto patrimonio come quello analizzato dal punto di vista, e non solo, degli elementi strutturali.

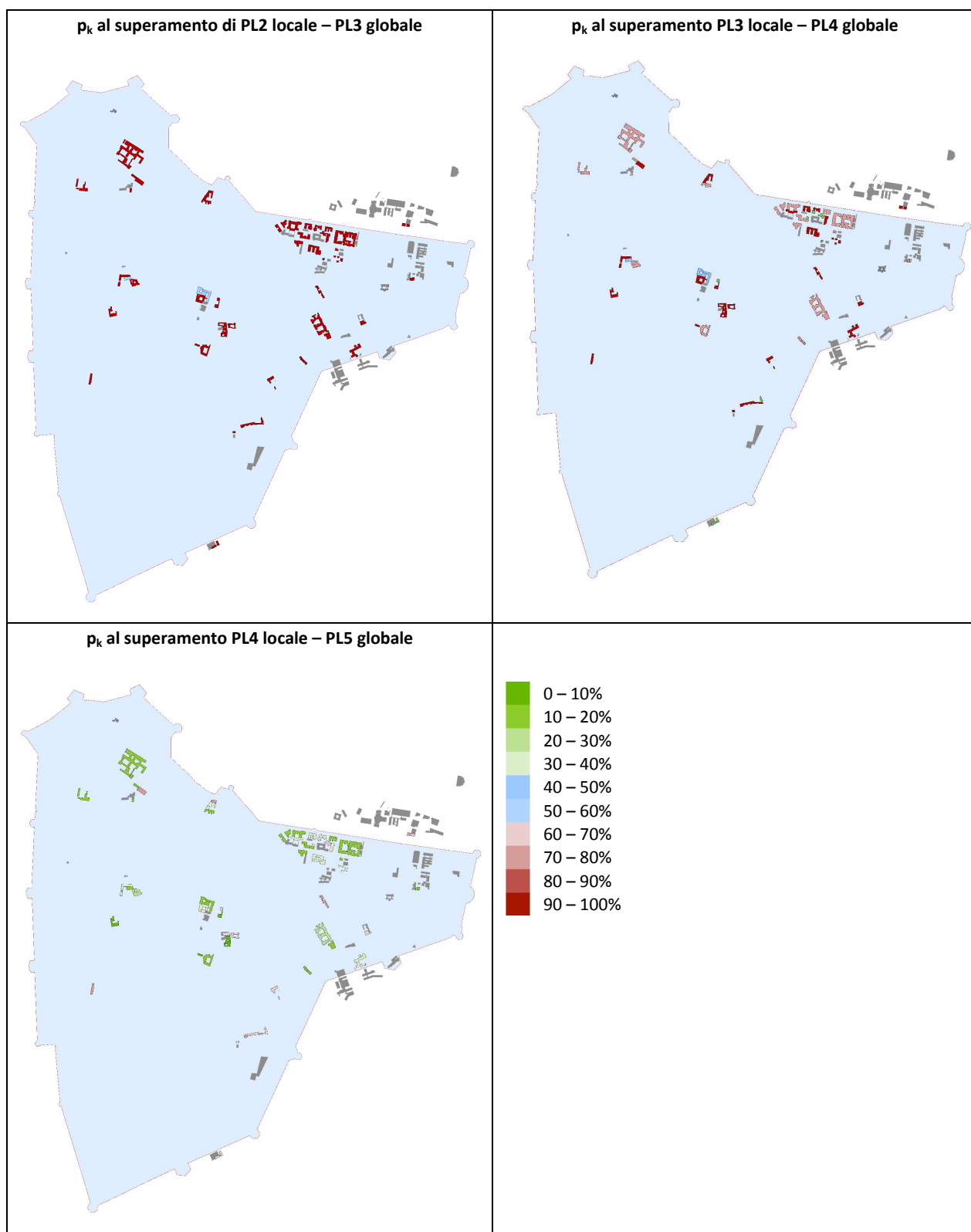


Figura 6.29: Scenari di danno SLV finali





## 7. DISPOSIZIONI PER LA TUTELA DEL PATRIMONIO ARCHITETTONICO

Il riconoscimento, da parte della comunità scientifica, che gli aspetti legati alla sicurezza strutturale degli edifici appartenenti al Patrimonio Culturale non possono essere trattati utilizzando procedure standard, elaborate per le nuove costruzioni, conduce a nuovi e specifici approcci per valutare le reali prestazioni strutturali e, di conseguenza, allo sviluppo di metodi e criteri più appropriati per il restauro e il rinforzo (Modena et al., 2007).

L'esperienza che ha caratterizzato gli ultimi decenni (in particolare a partire dal sisma che nel 1976 colpì il Friuli) ha fortemente influenzato ed indirizzato l'approccio dell'ingegneria strutturale adottato nelle modalità di valutazione e di intervento sul costruito edilizio storico.

In tal senso fondamentale, a partire dal D.M. 24.1.1986 "Norme Tecniche relative alle costruzioni antisismiche", è l'introduzione del concetto di "miglioramento" come possibile intervento sul costruito esistente: le opere previste hanno la finalità di far conseguire alla struttura un maggior grado di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche senza modificarne sostanzialmente il comportamento globale. L'approccio del miglioramento si pone quindi come importante alternativa agli interventi di adeguamento: caratterizzati da un'alta componente invasiva e distruttiva, che comprometterebbero la natura storica e l'autenticità del bene che invece si vuole conservare, determinano un comportamento ibrido, difficilmente prevedibile e potenzialmente più sfavorevole di quello che si vuole evitare (Doglioni, 2000).

Un ulteriore aggiornamento è stato fatto con il D.M. 16.01.1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" in cui si specifica come l'intervento di miglioramento si applica ad edifici di carattere monumentale per garantire l'esigenza di tutela e conservazione del bene. Ciò nonostante, fino all'introduzione dei più recenti testi normativi (LGBC 2007 e LGBC 2011, O.P.C.M. 3274, NTC 2005 e 2008) gli approcci adottati non sempre si sono configurati come idonei e coerenti con la sicurezza strutturale e la conservazione del bene storico esistente; un esempio è l'utilizzo di orizzontamenti rigidi con cordoli in c.a. in sostituzione di quelli in legno con scarsa o negativa efficacia al manifestarsi di eventi sismici.

La valutazione della sicurezza strutturale delle costruzioni esistenti secondo l'approccio di "miglioramento" consente di operare, rispetto a quanto prescritto per le nuove costruzioni, con livelli di sicurezza inferiori. Da questo aspetto risulta, quindi, di primaria importanza l'identificazione delle modalità di verifica della sicurezza e la corretta progettazione degli interventi da adottare per le costruzioni storiche. La valutazione della sicurezza strutturale che caratterizza le costruzioni esistenti, infatti, è legata al grado di conoscenza (e quindi anche di incertezza) degli aspetti ed elementi che li caratterizzano: rispetto agli edifici di nuova costruzione in cui i modelli di calcolo si basano su informazioni e parametri certi (o quasi), gli edifici esistenti necessitano l'assunzione di ipotesi a "favore di sicurezza" che spesso comportano, a fronte di una limitata conoscenza, esiti negativi delle verifiche. Tale aspetto si riflette sulla successiva definizione delle azioni da intraprendere con la necessità di interventi che potrebbero essere evitati nel caso in cui fossero possibili valutazioni più precise, incidendo in modo invasivo e compromettente sulla struttura e sul suo valore artistico o storico (Modena, 2008).

Di qui lo sforzo per sviluppare strumenti di analisi specifici per le costruzioni storiche, ma anche la sempre maggiore attenzione posta alla necessità di trarre il massimo vantaggio dal fatto che la costruzione esistente è essa stessa potenzialmente portatrice di informazioni sul suo funzionamento strutturale e sulle sue attuali condizioni di sicurezza più precise. Essa infatti ci è pervenuta, con certe

caratteristiche dopo aver superato numerosissime prove certamente più severe di quelle prese in conto per la progettazione delle costruzioni nuove (Modena, 2008).

È stato quindi definito un nuovo approccio nella valutazione della sicurezza strutturale, in particolar modo per il costruito storico vincolato, attraverso azioni mirate al “miglioramento” che consentano di intervenire nel rispetto di principi di conservazione. Il “miglioramento” previsto prevede una sua quantificazione evidenziando l’incremento dell’indice di sicurezza tra la configurazione precedente e quella successiva all’intervento, sia a livello locale che globale. In questo caso, trattandosi di costruzioni esistenti, il concetto di verifica inteso come giudizio di costruzione sicura e costruzione insicura valido per le nuove costruzioni, assume un significato di “valutazione”, intesa come espressione di un “giudizio positivo sul rapporto tra la sicurezza sismica raggiunta ed il livello di protezione di riferimento” (Modena, 2008).

Inoltre un ulteriore aspetto di fondamentale importanza nella conservazione di un edificio riguarda la sua gestione e manutenzione. Gli edifici sono particolarmente vulnerabili se per anni non sono stati compiuti interventi di manutenzione. Questo avviene di frequente nel caso di edifici storici di interesse locale o minore che non sono posti sotto tutela. Anche l’impiego di tecniche di riparazione invasive e inadeguate può causare gravi danni, invece di proteggere gli edifici, in occasione di terremoti (Drdácký et al., 2007).

### 7.1. Percorso della ricerca

La metodologa proposta ed applicata a parte del patrimonio edilizio dell’Ateneo di Padova ha consentito di fornire la valutazione della vulnerabilità sismica di edifici storici e rilevanti in muratura attraverso un percorso sviluppato su tre principali fasi di analisi.

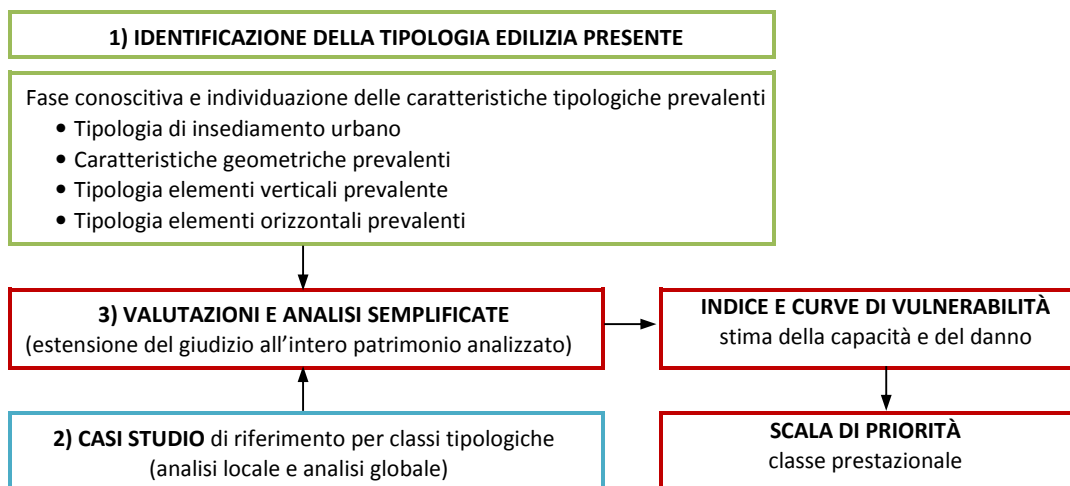


Figura 7.1: Percorso di ricerca condotto: 1) Conoscenza, 2) Analisi e 3) Definizione della vulnerabilità

#### Fase 1: CONOSCENZA

La prima fase ha previsto l’identificazione delle caratteristiche dell’intero costruito secondo diversi livelli di approfondimento. Attraverso l’ausilio di strumenti schedografici e di attività in sito è stato possibile definire il database di informazioni caratterizzanti tutti gli edifici: a partire dall’elaborazione dei dati forniti dalla scheda di livello 0 per l’intero patrimonio è stato possibile evidenziare tutte le tipologie strutturali differenziandole, al variare della tipologia di insediamento e degli aspetti geometrici e strutturali, per classi tipologiche.

La tipologia strutturale prevalente è risultata quella in muratura: presente in numero superiore rispetto ad altre tipologie, è caratterizzata dagli edifici di maggiore rilevanza e valore storico-artistico.

**Tabella 7.1 Fase1 di conoscenza svolta nel costruito in muratura**

<ol style="list-style-type: none"> <li>1) Identificazione della costruzione</li> <li>2) Caratterizzazione funzionale dell'edificio e dei suoi spazi</li> <li>3) Ricerca e analisi storico critica</li> <li>4) Rappresentazione del manufatto: rilievo geometrico</li> <li>5) Rilievo costruttivo-strutturale</li> <li>6) Rilievo degli elementi di interesse storico-artistico</li> <li>7) Rilievo critico dello stato di danno e del degrado</li> <li>8) Individuazione criticità e vulnerabilità</li> </ol>	⇒	<b>Identificazione classi edilizie</b>	
	<b>parametri</b>	<b>variabili</b>	
	Insediamiento	isolato – in aggregato	
	Numero di piani	1 – 2 – 3 – 4 piani variazione altezza interpiano	
	Tipologia elementi verticali	mattoni pieni e malta di calce	
	Spessore elementi verticali	2 (A) teste	
		3 (B) teste	
		4 (C) teste	
		5 (D) teste	
		6 (E) teste	
	Tipologia elementi orizzontali	solaio in laterocemento/soletta c.a.	
solaio ligneo			
copertura in laterocemento			
copertura lignea			
Presenza elementi di contenimento	cordolo in breccia/ a tutto spessore		
	ammorsamento trasversale efficace		

Sulla base dei dati raccolti nella prima schedatura condotta (livello 0), sono stati selezionati gli edifici in muratura sui quali approfondire la conoscenza attraverso l'ausilio di una seconda scheda, appositamente rielaborata per il patrimonio oggetto di studio, e un approfondito rilievo in sito (§2.4). Tale approfondimento ha consentito di ottenere importanti informazioni sulla caratterizzazione degli edifici in muratura riguardanti: la storia e l'evoluzione dei complessi, la geometria degli elementi che li costituiscono, la tipologia e le caratteristiche degli elementi strutturali (verticali e orizzontali), le vulnerabilità degli elementi strutturali e non strutturali, e la presenza di forme di degrado o dissesto.

Il lavoro svolto nel corso della fase 1 ha consentito, tra tutti gli edifici in muratura approfonditi, di selezionare dei casi rappresentativi, definiti opere master, per classi di tipologie edilizie omogenee: individuate al variare dei parametri considerati più influenti nella risposta (e vulnerabilità) sismica sono risultate 11 tipologie (7 con insediamento isolato e 4 con insediamento in aggregato).

## **Fase 2: ANALISI**

La seconda fase ha previsto l'analisi della vulnerabilità sismica delle opere master individuate: sono state condotte, secondo quanto prescritto per edifici esistenti dalle attuali normative (NTC 2008 e Circolare 617/2009), valutazioni sul comportamento locale (analisi cinematiche per meccanismi di collasso) e sul comportamento globale (analisi statica non-lineare). Mentre le analisi globali sono state svolte per tipologie edilizie (7 isolate + 4 in aggregato), le analisi locali hanno considerato la variazione e l'influenza del dettaglio costruttivo: in quest'ultimo caso, infatti, una singola tipologia può essere caratterizzata dalla possibile attivazione di differenti meccanismi di collasso (ribaltamento o flessione semplice, presenza di elementi di contenimento efficaci, ecc.).

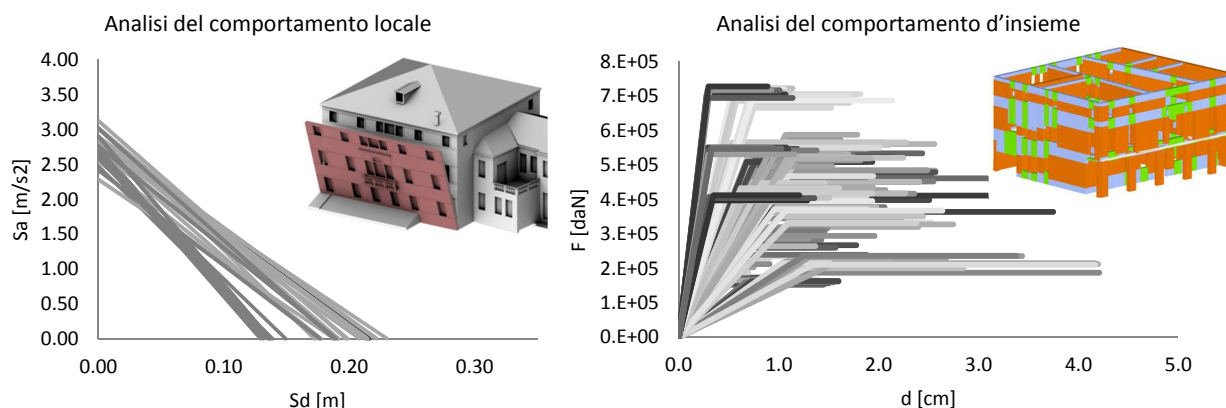


Figura 7.2: Fase 2 di analisi locale e globale svolta sulle opere master

Il lavoro svolto nel corso della fase 2 ha consentito, attraverso le analisi di dettaglio, di evidenziare le vulnerabilità caratteristiche di ogni singola tipologia al variare di aspetti riguardanti la geometria (numero di piani e spessore delle pareti) e gli elementi strutturali (tipologia ed influenza degli elementi verticali e orizzontali).

### Fase 3: ELABORAZIONE DEI RISULTATI

La terza fase si sviluppa sulla base delle informazioni raccolte ed elaborate (fase 1) e delle analisi di dettaglio svolte (fase 2) sulle opere master: la finalità ha previsto l'estensione dei risultati e delle valutazioni all'intero patrimonio edilizio in muratura considerato fornendo un giudizio sulla vulnerabilità sismica.

Gli strumenti adottati hanno previsto la costruzione di curve di fragilità e di scenari di danno: inizialmente sono state valutate singolarmente le vulnerabilità nella risposta locale e globale per poi unificare i risultati attribuendo il meccanismo considerato prevalente ad ognuna delle tipologie individuate.

Il lavoro svolto nel corso della fase 3 ha consentito di formulare un giudizio sulla vulnerabilità sismica del patrimonio in muratura considerato e di individuare una scala di priorità, secondo la diversa classe prestazionale, tra le tipologie edilizie.

Le analisi che sono state condotte nel corso delle tre fasi hanno quindi permesso di formulare un giudizio sulla vulnerabilità sismica: le valutazioni fanno riferimento ad aspetti derivanti dal calcolo (quantitativi) e che tengono in considerazione la sicurezza strutturale degli edifici.

Le valutazioni hanno previsto analisi su una serie di edifici (opere master) rappresentativi del patrimonio edilizio storico in muratura: sono state condotte sui singoli casi analisi approfondite per consentire, successivamente, di estendere i risultati sulla base di una classificazione tipologica e per la costruzione di scenari di danno. Tale procedura prevede quindi l'identificazione di ordini di priorità a scala tipologica di edifici dal punto di vista della vulnerabilità sismica nella sola componente strutturale: il giudizio completo dovrà quindi prevedere l'integrazione dello scenario attraverso la valutazione delle ulteriori componenti che concorrono alla definizione del rischio (come gli aspetti riguardanti gli elementi non strutturali e di esposizione).

Le analisi svolte nel presente lavoro, infatti, hanno preso in considerazione la valutazione della capacità degli edifici dal punto di vista della vulnerabilità sismica. Considerando l'importanza di valutare i rischi di tutti i generi, un ulteriore importante aspetto da tenere in considerazione, in particolar modo nell'analisi di edifici esistenti, è rappresentato dall'influenza e dall'effetto dei carichi trasmessi dagli orizzontamenti alle pareti (analisi statiche). In questo caso, come indicato nella Circolare al §C.4.5.6.2, risulta opportuno valutare la distribuzione delle tensioni di compressione e la presenza di possibili eccentricità

longitudinali dovute dalla modalità con cui i carichi verticali sono trasmessi al muro (distribuzione non uniforme dei carichi o spinte orizzontali dovute dal vento). Con riferimento agli edifici analizzati, l'estesa fase conoscitiva condotta non ha rilevato carenze o criticità degli edifici dal punto di vista statico: tutte le strutture oggetto di analisi presentano un'epoca costruttiva ben superiore alla vita nominale prevista dalla normativa e corrispondente a 50 anni evidenziando un riscontro positivo del cosiddetto "collaudo del tempo". Nonostante questo risulta comunque sempre importante la valutazione della sicurezza anche dal punto di vista statico (e non solo sismico) di ogni componente costituente l'edificio.

## 7.2. Ulteriori aspetti legati alla definizione degli scenari di rischio

Oltre all'influenza dell'aspetto strutturale dell'edificio (elementi primari), un evento sismico può causare direttamente o indirettamente degli effetti, anche gravi, sugli elementi e sulle componenti non strutturali: frequentemente infatti, anche per eventi di bassa intensità che non precludono la sicurezza degli edifici, questi elementi possono riscontrare danneggiamenti diffusi comportando gravi rischi per gli utenti. Il loro danneggiamento, inoltre, a fronte di una struttura principale con danni limitati o lievi, può comportare l'impossibilità di mantenere utilizzabile l'edificio per un lungo periodo non consentendo il normale svolgimento delle attività con conseguenti danni dal punto di vista economico e non solo. È di conseguenza evidente, nella gestione di un vasto patrimonio edilizio, la necessità di adottare un programma di monitoraggio e di controllo anche degli elementi non strutturali sia dal punto di vista sismico che statico: l'identificazione della vulnerabilità di questi elementi consente di adottare le strategie di riduzione del rischio più efficaci sulla base anche degli esiti riscontrati nelle valutazioni della sicurezza delle componenti strutturali.

Gli elementi non strutturali possono essere raggruppati in tre categorie principali rappresentative degli elementi architettonici, degli elementi impiantistici e degli elementi di arredo. La capacità sismica degli elementi non strutturali fa riferimento alla loro sensibilità agli scorrimenti di interpiano o all'accelerazione di piano (Figura 7.3).

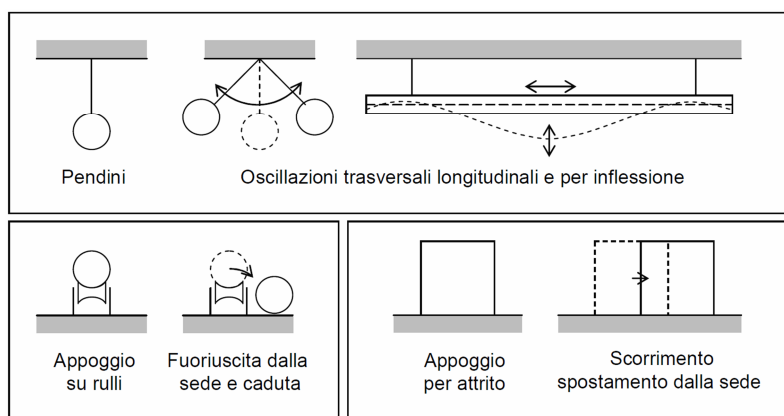


Figura 7.3: Principali vulnerabilità associabili agli elementi non strutturali (Guida Tecnica CNVVF, 2011)

Vengono di seguito proposti alcuni esempi dei principali elementi non strutturali che contribuiscono alla valutazione della sicurezza quali fattori di rischio (sia al manifestarsi di un evento sismico che in presenza di una mancata manutenzione) osservati nel costruito storico analizzato.

### Controsoffitti

I controsoffitti costituiscono gli elementi che possono presentare una maggiore influenza nella vulnerabilità per quanto riguarda la sicurezza degli utenti e delle attività svolte all'interno degli edifici.

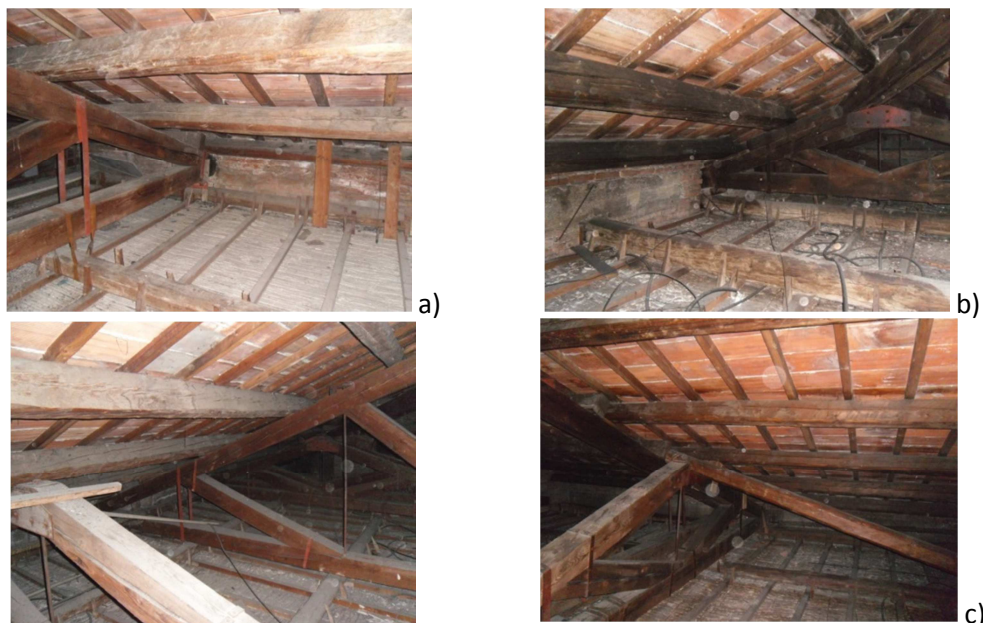


Figura 7.4: Elementi non strutturali di controsoffitti in camorcanna: ancorati a) alle capriate principali, b) ad appositi elementi trave, c) ad una seconda orditura di capriate ribassate

Uno tra i sistemi più rilevanti è rappresentato dal controsoffitto in camorcanna (Figura 7.4): è costituito da stuoie di canne (arelle) tenute assieme da una corda o un filo metallico, inchiodate a una orditura lignea ed intonacate con malta di calce e gesso. Tale sistema è ancorato sugli elementi strutturali principali (travi o capriate lignee, Figura 7.4, a) o su strutture appositamente realizzate (Figura 7.4, b e c). In quest'ultimo caso frequente è la presenza di una seconda orditura di capriate (secondarie e ribassate rispetto alle principali) affiancate a quelle principali: su questi elementi il carico agente è sospeso e non appoggiato come per gli elementi principali evidenziando una ulteriore vulnerabilità del sistema non strutturale.

In sostituzione a tali controsoffitti sono stati inoltre rilevati sistemi più moderni costituiti da elementi in gesso: più pesanti rispetto a quelli in camorcanna sono ancorati alla struttura del precedente sistema (Figura 7.5) o su una nuova orditura di elementi appositamente inserita.



Figura 7.5: Elementi non strutturali di controsoffitto di nuova realizzazione ancorati alla struttura preesistente

Un'ulteriore tipologia di controsoffitto rilevato (Figura 7.6) riguarda il sistema di tipo "Perret": è caratterizzato da tavelle sostenute da tondini di acciaio e annegati in una malta inserita nel giunto tra le tavelle; i tondini sono vincolati alla struttura soprastante, costituita da travetti secondari in c.a. connessi alle travi principali, mediante dei pendini in acciaio.



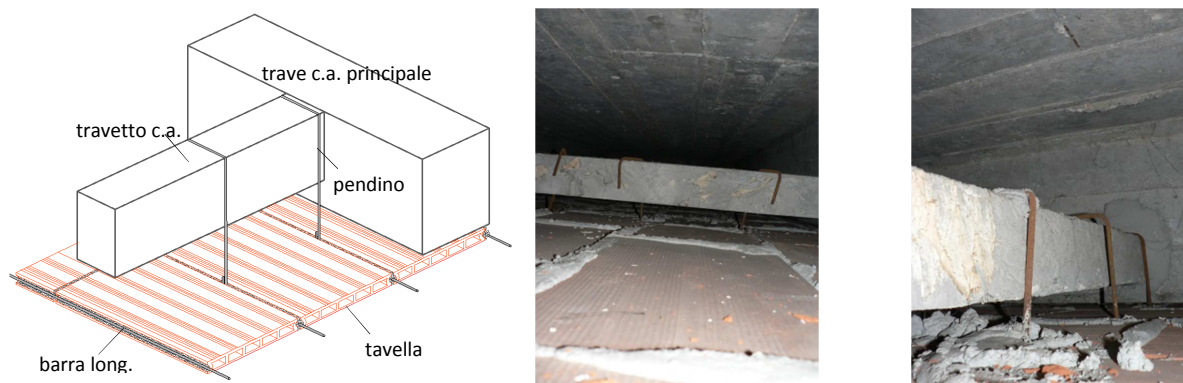


Figura 7.6: Elementi non strutturali: controsoffitto tipo “Perret” presente a Palazzo Bo

La vulnerabilità prevalente è costituita dalla possibile caduta di elementi costituenti il controsoffitto, a causa di un non efficace ancoraggio o controventamento, con conseguente pericolo per le persone sottostanti e di possibile ostacolo per le vie di fuga in caso di necessità; influente, inoltre, la possibile presenza di carichi aggiuntivi introdotti con l’inserimento di elementi impiantistici originariamente non previsti (impianti elettrici, antincendio, ecc.).

#### Altri elementi non strutturali fonte di vulnerabilità

Tra gli elementi non strutturali possibile fonte di vulnerabilità nella sicurezza degli utenti risultano le componenti sporgenti o aggettanti (balconi, canne fumerie esterne, comignoli, ecc.), gli elementi di finitura (intonaci, manto di copertura, apparati decorativi e rivestimenti, cornici, arredi, infissi, ecc.) e le tamponature. Tali elementi possono manifestare distacchi, scivolamenti e cedimenti in momenti anche successivi o indipendenti dall’evento sismico, costituendo fonte di pericolo o di intralcio alle vie di fuga (interne ed esterne all’edificio).



Figura 7.7: Elementi non strutturali fonte di vulnerabilità: componenti sporgenti o aggettanti



Figura 7.8: Elementi non strutturali fonte di vulnerabilità: componenti di finitura e decorazione

Da tenere in considerazione, inoltre, è la presenza dei beni artistici: l'Ateneo di Padova, infatti, presenta all'interno dei numerosi poli museali e Dipartimenti importanti beni mobili di grande valore storico e artistico. Le valutazioni da intraprendere dovranno consentire di formulare i criteri e le misure necessarie alla salvaguardia degli oggetti e della sicurezza degli utenti. Molteplici, infatti, sono le configurazioni in cui si inseriscono gli oggetti del patrimonio artistico: ognuna di queste caratteristiche rappresenta un tipo differente di interazione e modalità di risposta alle sollecitazioni indotte da eventi esterni.

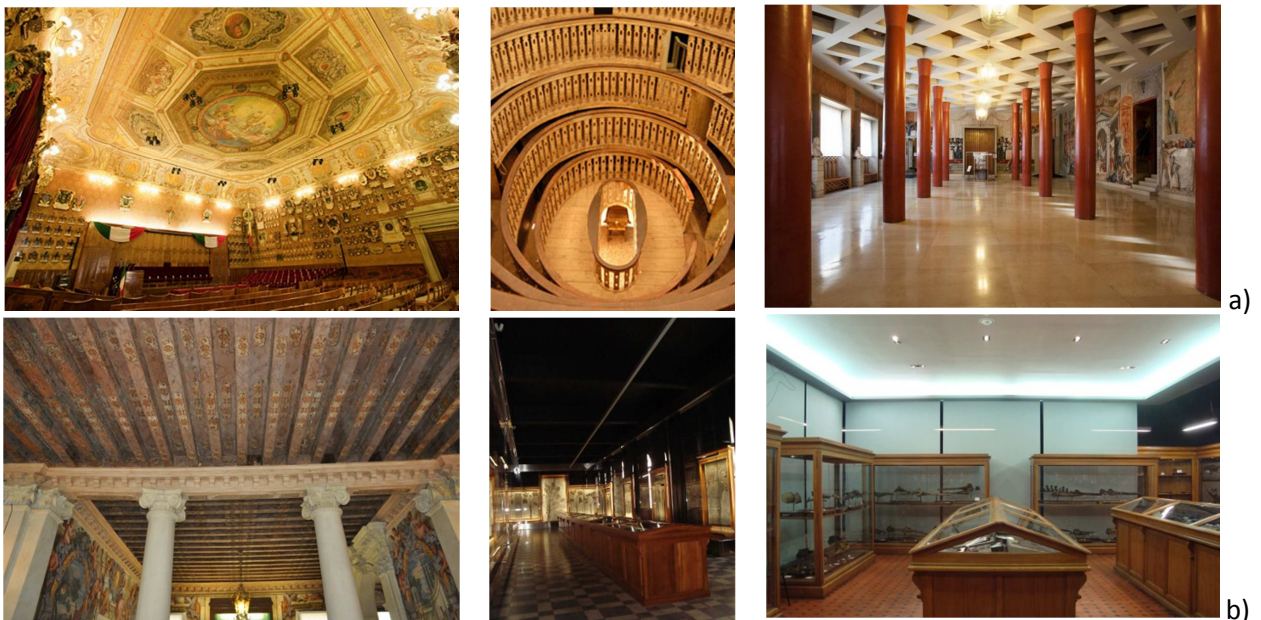






Figura 7.9: Beni storico artistici mobili e immobili presenti nell'Ateneo di Padova: a) Palazzo Bo, b) Palazzo Cavalli, c) Palazzo Liviano e Sala dei Giganti

### Impianti e laboratori

Un ulteriore aspetto di fondamentale importanza riguarda la tipologia e l'incidenza degli elementi impiantistici. Come indicato nel §6.2 delle LGBC 2011, spesso gli interventi sugli edifici esistenti nascono da esigenze non specificatamente strutturali; ne sono un esempio gli adeguamenti impiantistici, legati o meno ad esigenze di adeguamento normativo. Sono frequenti, infatti, i casi in cui questi interventi interagiscono con parti strutturali comportando, se non adeguatamente calibrati, ad una sensibile riduzione della resistenza degli elementi interessati e, talvolta, una trasformazione del comportamento della costruzione. Inoltre, oltre alla possibile incidenza sulla risposta strutturale, le vulnerabilità degli impianti possono costituire, in presenza di un loro danneggiamento o alterazione, situazioni di rischio sia per gli utenti degli edifici che per il proseguimento delle normali attività svolte all'interno degli stessi. Frequente, infatti, è la presenza di impianti di successiva realizzazione rispetto alla costruzione dell'edificio che, pur non comportando una riduzione della capacità resistente degli elementi o di efficacia dei collegamenti, presentano comunque aspetti non trascurabili sul giudizio finale della sicurezza e vulnerabilità sismica.

La presenza diffusa di impianti "fuori traccia" (Figura 7.10, a), costituiti da percorsi realizzati all'esterno delle murature e degli orizzontamenti, risulta la soluzione tecnica preferibile sia nel riguardo dell'integrità degli elementi resistenti e non-strutturali, sia per quel che riguarda la facile ispezionabilità degli impianti stessi. Si ritiene comunque necessaria una valutazione più approfondita per quanto riguarda il loro ancoraggio (valutazione dello stato di fatto) e possibile danneggiamento in occasione di eventi esterni (sismici e non solo).



Figura 7.10: Esempio di elementi impiantistici rilevati a) "fuori traccia" e b) incidenti sulla struttura preesistente

Tra i locali che presentano un elevato numero di impianti vi sono i laboratori: numerosi negli edifici dell'Ateneo di Padova presentano aspetti di vulnerabilità sia per la componente impiantistica che per le attrezzature e i materiali contenuti al loro interno. Si registrano, infatti, numerosi laboratori chimici (contenenti sostanze e materiali pericolosi), laboratori informatici (locali server essenziali per la gestione amministrativa dell'intero Ateneo), laboratori meccanici e di ricerca (con numerose strumentazioni di elevato valore economico e scientifico).



Figura: 7.11: Esempio di laboratori rilevati

Importante quindi è la valutazione dell'impatto della componente impiantistica sulla capacità resistente della struttura dell'edificio in fase di analisi: devono essere considerate tutte le alterazioni o modifiche dovute alla presenza o all'inserimento di impianti. Qualora l'effetto risulti invasivo sulla componente strutturale si ritiene necessario l'adozione di opportuni interventi atti a bilanciare gli effetti negativi indotti (Figura 7.10, b). Tra gli esempi di interventi che incidono negativamente sulla capacità degli edifici sia nel comportamento locale che globale si evidenziano:

- i tagli negli orizzontamenti per la creazione di cavedi (a tutto spessore) o per il passaggio di elementi impiantistici (in traccia);
- i tagli orizzontali o verticali nelle murature, se estesi possono ridurre la resistenza e i collegamenti tra gli elementi murari;
- le modifiche dei dettagli costruttivi con riduzione delle caratteristiche e dimensione degli elementi strutturali.

Inoltre, nello "Schema di capitolato prestazionale per l'esecuzione delle verifiche sismiche" presente nelle LGBC 2011 al punto 7 (Valutazione dell'impatto degli impianti tecnologici sugli elementi strutturali), è specificato come nell'esecuzione della verifica sismica risulta necessario tenere in considerazione le interferenze fra gli impianti tecnologici e gli elementi strutturali (riduzioni di sezione resistente degli elementi portanti orizzontali e verticali, sovraccarichi concentrati e distribuiti, ed eventuali sollecitazioni dinamiche).

Un ultimo aspetto legato alle caratteristiche dei laboratori, degli impianti e delle sostanze presenti al loro interno riguarda il possibile effetto ed impatto al manifestarsi di un loro danneggiamento: gli effetti negativi possono esporre, oltre alle strutture e agli utenti degli edifici stessi, a situazioni di rischio anche agli ambienti circostanti. Un impatto sicuramente di minore entità rispetto alle problematiche connesse agli impianti industriali ma comunque non di secondaria importanza nella definizione globale di scenari di rischio.

### 7.2.1. Strumenti di valutazione e prevenzione del rischio

Dal punto di vista della vulnerabilità sismica, la problematica riguardante gli elementi non strutturali è trattata anche dalle attuali NTC 2008 dove al §7.2.3 vengono definiti i criteri di progettazione degli elementi strutturali "secondari" e degli elementi non strutturali: le norme infatti indicano come *"tali elementi tuttavia devono essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all'azione"*

sismica di progetto, mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali; pertanto, limitatamente al soddisfacimento di tale requisito, agli elementi "secondari" si applicano i particolari costruttivi definiti per gli elementi strutturali".

Gli effetti dell'azione sismica sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale possono essere determinati applicando agli elementi una forza sismica orizzontale  $F_a$ , agente in corrispondenza del centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole, definita come segue:

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a}{q_a} \quad [78]$$

dove  $W_a$  è il peso dell'elemento;  $S_a$  è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento non strutturale subisce durante il sisma e corrispondente allo Stato Limite in esame;  $q_a$  è il fattore di struttura dell'elemento.

$$S_a = \alpha S \left[ \frac{3(1+z/H)i}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0.5 \right] \leq \alpha S \quad [79]$$

dove  $\alpha$  è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno  $a_g$  su sottosuolo tipo A nello Stato Limite in esame e l'accelerazione di gravità  $g$ ;  $S$  è il coefficiente di suolo;  $T_a$  è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;  $T_1$  è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione;  $z$  è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione;  $H$  è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione.

Vengono inoltre fornite, al §7.2.4 delle NTC 2008, indicazioni per quanto riguarda gli impianti; salvo particolari casi di impianti con incidenza di carico rilevante (maggiore del 30% del carico permanente totale del solaio o il 10% del carico permanente totale dell'intera struttura), valgono le medesime prescrizioni (forza  $F_a$ ) previste per gli elementi costruttivi senza funzione strutturale.

È inoltre specificato come gli impianti devono essere collegati alla struttura mediante dispositivi di vincolo rigidi o flessibili (non solamente per effetto dell'attrito).

Anche le LGBC 2011 forniscono delle indicazioni su come valutare la vulnerabilità sismica degli elementi non strutturali: nella loro analisi, infatti, la Direttiva (§6.3.8) evidenzia la necessità di tenere in considerazione la possibile amplificazione delle accelerazioni alle diverse quote dell'edificio, l'interazione dinamica tra gli elementi e la struttura, e le caratteristiche costruttive/storiche (con riferimento al "collaudo del tempo"). Infine, viene specificato come in presenza di evidenti e necessari interventi sulle componenti non strutturali, devono essere adottate soluzioni in grado di migliorare la capacità di spostamento prima dello SLU (ritegni laterali, ampliamenti delle basi di appoggio, miglioramento delle connessioni con la struttura, ecc.).

Un ulteriore documento di riferimento è rappresentato dalle "Linee di indirizzo per la riduzione della vulnerabilità sismica dell'impiantistica antincendio" redatto dal Dipartimento dei Vigili del Fuoco, del soccorso pubblico e della difesa civile (2011). In esso sono esposti i requisiti minimi di sicurezza sismica da soddisfare per la riduzione del rischio sismico che riguardano:

- il mantenimento della stabilità con l'obiettivo di non generare situazioni di pericolo per le persone;
- il mantenimento della funzionalità con l'obiettivo di non determinare compromissioni di servizio;
- la pronta ripristinabilità con l'obiettivo di consentire il ripristino delle funzioni nel breve periodo;
- l'assenza di perdite di fluidi con l'obiettivo di non generare situazioni di difficoltà o disagio nell'evacuazione per il rilascio di sostanze o per caduta di elementi;
- l'assenza di perdite di fluidi pericolosi con l'obiettivo di non generare situazioni critiche per il rilascio di sostanze pericolose.

Tali requisiti, pur riferendosi agli elementi impiantistici antincendio, risultano importanti aspetti da considerare estendibili anche alle ulteriori componenti non strutturali degli edifici ed ad una loro valutazione non solo dal punto di vista della vulnerabilità sismica.

Un metodo per rendere concreto il senso di multidisciplinarietà nell'approccio di valutazione e definizione di tutti gli aspetti che caratterizzano il manufatto è rappresentato dalla scomposizione dell'organismo edilizio in più elementi: l'edificio, infatti, si può considerare come un insieme di parti omogenee ed elementi strutturati che rispondono nel loro insieme, e ciascuno per la propria parte, a una determinata funzione.

Il riferimento normativo per quanto riguarda gli elementi, le unità e le classi di unità tecnologiche da monitorare consiste nella schematizzazione prevista dalla Norma 8290 (Edilizia residenziale. Sistema tecnologico, 1981) in cui l'edificio è scomposto in classi di unità tecnologiche definite:

- struttura: insieme delle unità tecnologiche e degli elementi tecnici del sistema edilizio aventi funzione di sostenere i carichi del sistema edilizio stesso e di collegare staticamente le sue parti;
- chiusura: insieme delle unità tecnologiche e degli elementi tecnici del sistema edilizio aventi funzione di separare e di conformare gli spazi interni del sistema edilizio stesso;
- partizione interna: insieme delle unità tecnologiche e degli elementi tecnici del sistema edilizio aventi funzione di dividere e conformare gli spazi interni del sistema edilizio stesso;
- partizione esterna: insieme delle unità tecnologiche e degli elementi tecnici del sistema edilizio aventi funzione di dividere e conformare gli spazi esterni connessi con il sistema edilizio stesso;
- impianto di fornitura servizi: insieme delle unità tecnologiche e degli elementi tecnici del sistema edilizio aventi funzione di consentire l'utilizzazione di flussi energetici, informativi e materiali richiesti dagli utenti e di consentire il conseguente allontanamento degli eventuali;
- impianto di sicurezza: insieme delle unità tecnologiche e degli elementi tecnici del sistema edilizio aventi funzione di tutelare gli utenti e/o il sistema edilizio stesso a fronte di situazioni di pericolo;
- attrezzatura esterna: insieme delle unità tecnologiche e di elementi tecnici connessi con il sistema edilizio aventi funzione di consentire o facilitare l'esercizio di attività degli utenti negli spazi interni del sistema edilizio stesso;
- altro: insieme di unità tecnologiche e di elementi tecnici aventi funzione di consentire o facilitare l'esercizio di attività degli utenti negli spazi esterni connessi con il sistema edilizio stesso.

Sulla base delle definizioni presenti nella Norma UNI 8290, un primo importante strumento redatto a supporto della valutazione della vulnerabilità degli elementi non strutturali risultano le "Linee Guida per il rilevamento della vulnerabilità degli elementi non strutturali nelle scuole (Intesa Rep. 7/CU 28/1/2009)". Le Linee Guida sottolineano l'importanza di una azione sistematica di ricognizione e valutazione della presenza di situazioni di pericolo per coloro che operano negli edifici scolastici: è prevista la compilazione di una scheda da parte di apposite squadre tecniche nel corso di sopralluoghi finalizzati all'individuazione e monitoraggio di situazioni di rischio connesse alla vulnerabilità degli impianti e degli elementi non strutturali.

Le indicazioni contenute nella scheda, essendo questa utilizzata nel corso di un sopralluogo prevalentemente visivo, si riferiscono principalmente:

- alla presenza o meno di segnali indicatori (visivi) legati ad indizi di cedimento (fessurazioni, fuori piombo, distacchi ecc.);
- allo stato di conservazione degli elementi (corrosione, disgregamento di malte, carenze nei copriferri, ecc.);

- a giudizi sintetici, a vista, dei proporzionamenti dei sostegni in relazione all'oggetto portato o vincolato (esilità dei pendini di appendimento, delle mensole di sostegno o di supporti vincolati con il numero di tasselli/ancoraggi predisposti).

Sulla base delle precedenti indicazioni la compilazione della scheda ha lo scopo di avviare un processo di monitoraggio attraverso il rilievo e l'indicazione:

- della presenza o meno di elementi vulnerabili ai fini della sicurezza;
- della gravità della vulnerabilità o del danno (grave, medio, lieve, nessuno);
- dell'estensione approssimativa della vulnerabilità o del danno in ragione della percentuale del componente interessato;
- del tipo di intervento suggerito e di una stima dei costi.

La scheda è stata definita per approfondire la valutazione sulle condizioni di vulnerabilità degli elementi non strutturali e degli impianti, per individuare le situazioni di rischio per gli occupanti e consentire di valutare ulteriori parametri che possono concorrere nella definizione del rischio. È composta da 3 sezioni: nella prima sono richieste informazioni generali e identificative della struttura oggetto di schedatura, nella seconda un giudizio sintetico sui rischi connessi alla vulnerabilità di elementi non strutturali, nella terza un giudizio analitico sui rischi connessi alla vulnerabilità di elementi non strutturali. Quest'ultima sezione richiede per ognuno degli elementi l'indicazione della gravità (danno grave, medio e lieve) ed estensione del danno (elevata, media e bassa), gli interventi suggeriti e una stima di massima dei costi di riparazione o di intervento. Gli interventi suggeriti interessano azioni di demolizione o rimozione, l'inserimento di pendini o staffe, l'inserimento di puntelli o controventi, la riparazione e il rinforzo, l'utilizzo di transenne, protezioni o altro.

Gli elementi non strutturali valutati riguardano:

1. soffitti, controsoffitti ed elementi appesi ai solai;
2. parapetti ed altri aggetti verticali e orizzontali;
3. partizioni interne e tamponature;
4. rivestimenti ed infissi;
5. elementi di arredo e apparecchiature;
6. impianti.

Per ognuno di essi è inoltre specificato lo stato di fatto da individuare secondo le differenti configurazioni riportate in Tabella 7.2

**Tabella 7.2 Giudizio analitico sui rischi connessi alla vulnerabilità di elementi non strutturali presenti nella scheda**

<b>SOFFITTI, CONTROSOFFITTI ED ELEMENTI APPESI AI SOLAI</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• I soffitti intonacati non mostrano segni di degrado o di distacco dell'intonaco</li> <li>• I controsoffitti non sono realizzati con elementi in laterizio o, comunque, non sono pesanti e fragili</li> <li>• I pendini che sostengono i controsoffitti appaiono idonei a sostenere i relativi carichi ed in buono stato di conservazione</li> <li>• I pendini che sostengono le apparecchiature di illuminazione o di altro tipo ed eventuali tubazioni direttamente fissati all'intradosso del solaio appaiono idonei a sostenere i relativi carichi ed in buono stato di conservazione</li> <li>• I controsoffitti a cui sono direttamente collegate apparecchiature di illuminazione o di altro tipo appaiono idonei a sostenere i relativi carichi ed in buono stato di conservazione</li> </ul>
<b>PARAPETTI ED ALTRI AGGETTI VERTICALI E ORIZZONTALI</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• I parapetti sono in buono stato di conservazione</li> <li>• Cornicioni e cornici in muratura, parapetti, insegne e altri elementi aggettanti esterni appaiono efficacemente ancorati alla struttura</li> <li>• I camini snelli in muratura sono ancorati ai solai ed al tetto e in buone condizioni</li> <li>• Rivestimenti, pensiline ed altri elementi fissati al di sopra dell'uscita dall'edificio sono ben ancorati al sistema strutturale</li> <li>• Le insegne interne, le segnalazioni di emergenza e le lampade di emergenza sono ben ancorate</li> </ul>

<b>PARTIZIONI INTERNE E TAMPONATURE</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Le partizioni interne e le tamponature in laterizio appaiono ben connesse alla cornice strutturale e non mostrano segni di ribaltamento incipiente</li> <li>• Le partizioni che vanno dal pavimento fino al di sotto di un controsoffitto sono dotate di dispositivi di ritegno per evitarne il ribaltamento</li> </ul>
<b>RIVESTIMENTI ED INFISSI</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• I rivestimenti esterni sono incollati o ancorati efficacemente alle pareti</li> <li>• Non sono visibili fessure o danneggiamenti negli elementi di rivestimento o venature indebolite nei pannelli in pietra (marmo, etc.) come indizio di una possibile rottura che possa determinarne il distacco e la caduta</li> <li>• Infissi e vetrate sono in buono stato di manutenzione ed efficacemente collegati alla parete</li> </ul>
<b>ELEMENTI DI ARREDO E APPARECCHIATURE</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Armadi e scaffali alti e snelli sono ancorati al pavimento o alla parete</li> <li>• Le apparecchiature appaiono adeguatamente ancorate alla struttura</li> <li>• Nessuna parte di importanti apparecchiature (es. unità trattamento aria, o tralicci per trasmissioni) sporge dalla struttura senza essere controventata</li> <li>• I contenitori di gas in pressione sono vincolati in modo da non ribaltarsi</li> <li>• Le sostanze chimiche pericolose contenute in recipienti fragili sono conservate in modo da non cadere accidentalmente</li> </ul>
<b>IMPIANTI</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Gli elementi di sostegno delle tubature del sistema antincendio appaiono adeguatamente ancorati</li> <li>• Le tubature del gas e di altri combustibili appaiono adeguatamente ancorate</li> <li>• Nessuna tubazione è sostenuta da altre tubazioni o da altri elementi non strutturali</li> </ul>

La scheda si conclude con una quarta sezione in cui si allega o si indica tutta la documentazione disponibile a supporto del sopralluogo svolto (materiale fotografico, elaborati grafici architettonici o strutturali, altro).

Risulta evidente, quindi, come la finalità di fornire un giudizio completo su tutti gli aspetti che concorrono a definire il rischio sismico (e non solo) di un vasto patrimonio edilizio, richieda l'adozione di un approccio multidisciplinare: devono essere coinvolti tutti i soggetti secondo le competenze di ognuno sulle unità tecnologiche (UNI 8290) che costituiscono gli edifici. Questo per consentire di integrare tutti quegli aspetti che la valutazione strutturale della vulnerabilità sismica non ha previsto nelle analisi svolte fornendo, di conseguenza, un aggiornamento dello scenario sullo stato di fatto dell'intero patrimonio.

Dopo aver considerato gli aspetti legati alla vulnerabilità (nella componente strutturale e non strutturale), un ultimo parametro che concorre nella definizione del rischio sismico da approfondire riguarda l'esposizione: permette di valutare la qualità e quantità dei beni, e il numero di utenti presenti all'interno degli edifici.

Con particolare riferimento agli edifici pubblici, come nel caso del patrimonio edilizio dell'Ateneo di Padova, gli aspetti legati alla valutazione dell'esposizione riguardano (Ferrini et al. in Rischio sismico di edifici pubblici, 1993):

- individuazione delle relazioni tra le funzioni svolte nei singoli edifici e le attività del sistema socio-economico;
- valutazione delle conseguenze (economiche e sociali) a seguito dell'interruzione o sospensione dei vari servizi forniti all'interno delle strutture;
- definizione di correlazione tra i livelli di danneggiamento dell'edificio e la possibilità di continuare a garantire i servizi svolti al suo interno;
- possibilità di fornire, temporaneamente, e tempi di attivazione dei servizi in altre strutture provvisorie.

La definizione di ognuno di questi aspetti richiede uno studio approfondito di una serie di competenze multidisciplinari non di immediata e semplice attuazione. Un possibile metodo, più rapido, di

valutazione dell'esposizione prevede la definizione di un indice (Ferrini, 1988) ottenuto tenendo in considerazione aspetti di carattere sia qualitativo (funzioni e attività svolte) che quantitativo (densità di utenti e operato) caratterizzanti ogni edificio. Tale indice di esposizione è ottenuto dal prodotto di due indici parziali denominati indice di utenza (affollamento e comportamento dei soggetti) e indice di funzione (importanza dell'edificio).

Il primo è composto dalla combinazione di valutazioni riguardanti le capacità comportamentali degli utenti, la facilità di evacuazione dall'edificio, il periodo di utilizzazione e la densità di utenza. Il secondo, invece, è composto dalla combinazione di fattori dipendenti dall'uso che viene fatto dell'edificio in condizioni di prima (funzioni da soddisfare) e seconda emergenza (possibili funzioni alternative adottabili), e dal bacino di utenza.

### **7.3. Sviluppi futuri e possibili azioni da intraprendere**

Nella gestione di un patrimonio edilizio storico molto importante risulta l'individuazione di corrette procedure di manutenzione del costruito attraverso interventi ed azioni che consentano la conservazione (nell'uso e valorizzazione) e, se necessario, un miglioramento della sicurezza strutturale. In particolare, nel caso di edifici che svolgono funzioni pubbliche, risulta determinante l'effetto delle azioni sul normale svolgimento delle attività all'interno degli edifici: le strategie da adottare devono prevedere azioni che comportino, per quanto possibile, implicazioni senza alterare le attività e le funzioni in corso. Di conseguenza la pianificazione degli interventi deve essere definita consapevolmente tenendo in considerazione tutti gli aspetti che concorrono nella definizione delle unità tecnologiche costituenti l'edificio: questo per consentire, attraverso un insieme di interventi preferibilmente locali, di intervenire in modo organico al miglioramento o alla manutenzione della sicurezza strutturale. Tale approccio evidenzia la necessaria e fondamentale importanza della fase conoscitiva: deve essere fatta sempre, in occasione di qualsiasi azione intrapresa nel manufatto per consentire di raccogliere tutte le informazioni che posso contribuire, in modo determinante, alle future scelte progettuali e di analisi. Le analisi e le valutazioni condotte in questo lavoro di tesi, infatti, sono caratterizzate da una conoscenza limitata corrispondente ad un livello LC1.

Si pone quindi la necessità di migliorare progressivamente il Livello di Conoscenza in occasione di qualsiasi intervento, operazione od azione (di qualsiasi genere) svolte sui manufatti consentendo di definire o ampliare il database di informazioni che descrivono ogni aspetto e componente della struttura. Per consentire la definizione di questo database di informazioni, ogni soggetto che interagisce con le molteplici componenti dell'edificio in ogni occasione possibile (per aspetti strutturali e non, impiantistici, di manutenzione e gestione delle attività) dovrà raccogliere una serie di informazioni a testimonianza e rilievo dell'attività o supervisione svolta. L'organizzazione di queste informazioni in modo organico consentirà di "tenere traccia" di tutti gli aspetti che incidono nella gestione e nel funzionamento dell'edificio; l'adozione di tale procedura rappresenta, inoltre, un importante supporto e opportunità di semplificazione sia per le valutazioni sulla sicurezza strutturale (incidenza e vulnerabilità dei vari aspetti) sia come riferimento per le scelte da intraprendere nella programmazione della gestione futura.

Un modello di riferimento sull'approccio ideale, anche se sviluppato e prevalentemente adottato per costruzioni di nuova realizzazione, è quello rappresentato dal Building Information Modeling (BIM): rappresenta un "contenitore di informazioni sull'edificio" in cui inserire dati grafici e degli specifici attributi tecnici anche relativi al ciclo di vita previsto. Il sistema BIM, infatti, rappresenta una metodologia di progettazione che consente di rappresentare in un unico modello tutte le informazioni



caratterizzanti ogni fase della progettazione (architettonica, strutturale, impiantistica, energetica e gestionale). L'obiettivo è quello di consentire il confronto, la comunicazione e la collaborazione tra i tutti i soggetti protagonisti nel corso dell'intero ciclo di vita dell'opera in ogni sua fase di gestione, manutenzione e trasformazione.

A livello normativo, un recente riferimento per quanto riguarda le disposizioni da seguire in materia di tutela del patrimonio architettonico e la mitigazione del rischio sismico è rappresentato dalla Circolare MIBACT n. 15, prot. 5041 del 30.04.2015. In essa è indicato come *“un’efficace opera di riduzione del rischio sismico può essere perseguita attraverso un’attenta, scrupolosa e continua messa in atto di “buone pratiche” da attuare anzitutto in occasione di interventi che influiscono sul comportamento strutturale”*.

**Tabella 7.3: Informazioni richieste nella scheda sinottica dell'intervento presente nella DPCM del 9.02.2011 e riportata nella Circolare MIBACT n. 15, prot. 5041 del 30.04.2015**

<b>A</b>	<b>DATI GENERALI</b>	Proprietà	Destinazione d'uso attuale
		Contesto urbano	posizione
		Estensione dell'intervento	Tipologia intervento
<b>B</b>	<b>INTERVENTO DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA</b>	Intervento che interessa la struttura portante	
		Elementi interessati dall'intervento	
		Verifica strutturale	
		Descrizione sintetica dell'intervento	
		Tipologie costruttive e vulnerabilità rilevate	
		Interventi di mitigazione del rischio sismico previsti/riparazioni e interventi locali	
<b>C</b>	<b>INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO</b>	Ordine dell'intervento di valutazione con esito positivo	
		Valutazione del livello di sicurezza ante e post operam (indicatore di sicurezza dall'analisi globale)	
		Minimo moltiplicatore di collasso ante e post operam (moltiplicatore di collasso minimo dall'analisi per meccanismi locali)	

Queste “buone pratiche” prevedono l'adozione di un processo di monitoraggio, tramite un supporto schedografico, da attuare attraverso valutazioni da farsi in occasione di interventi di manutenzione straordinaria che prevedono lavorazioni edili anche se non riguardano elementi portanti: tali lavorazioni, tramite indagini visive e l'esame della documentazione disponibile, possono infatti rappresentare l'occasione di rilievo di criticità strutturali e di vulnerabilità sismiche locali già presenti e non connesse direttamente all'intervento progettato.

La circolare specifica, infatti, come *“la sistematica raccolta di dati sulla vulnerabilità sismiche degli edifici storici potrà fornire un prezioso contributo allo sviluppo ed al miglioramento della affidabilità delle mappe di rischio dei centri urbani. Inoltre l'elenco sinottico degli interventi di mitigazione riportato nella scheda può costituire un utile riferimento per valutarne l'integrazione del progetto mirando ad ottenere una progressiva riduzione della vulnerabilità”*.

La scheda è composta da tre sezioni contenenti informazioni riguardanti i dati generali identificativi dell'edificio (sez. A) e della tipologia di intervento differenziato in manutenzione straordinaria (sez. B) e miglioramento sismico (sez. B e C) (Tabella 7.3 e Figura 7.12).

Considerando l'esecuzione di lavori di manutenzione ordinaria (sez. B), la scheda richiede di riportare informazioni riguardanti l'invasività degli interventi, se interessano o meno elementi portanti, la localizzazione degli interventi (elementi verticali, orizzontamenti, ecc.) e se è prevista l'esecuzione della verifica strutturale. Successivamente, per ogni elemento costruttivo viene richiesto di indicare, se rilevabili, la tipologia costruttiva e la presenza di vulnerabilità. Gli elementi costruttivi considerati riguardano i solai e le volte, le pareti portanti, le travi, la struttura di copertura, le fondazioni e gli elementi non strutturali.

L'ultima parte della sezione contiene l'indicazione degli interventi previsti differenziandoli in:

- interventi volti a ridurre le carenze dei collegamenti pareti-pareti e pareti-solai;
- interventi volti a ridurre le spinte di archi e volte ed al loro consolidamento;
- interventi volti a ridurre l'eccessiva deformabilità dei solai ed al loro consolidamento;
- interventi in copertura;
- interventi volti ad incrementare la resistenza degli elementi murari;
- interventi su pilastri e colonne;
- interventi in fondazione;
- interventi su elementi non strutturali;
- misure organizzative.

Per quanto riguarda gli interventi di miglioramento sismico (sez. B e C) è richiesta la valutazione del livello di sicurezza ante e post operam derivanti dall'analisi globale sia in termini di accelerazione che in termini di periodo di ritorno:

$$PGA_{CL,i} / PGA_{DL,i} \quad [80]$$

$$(TR_{CL,i} / TR_{DL,i})^\alpha \quad [81]$$

dove  $PGA_{CL,i}$  e  $TR_{CL,i}$  rappresentano l'accelerazione ed il periodo di ritorno di capacità dell'edificio valutato,  $PGA_{DL,i}$  e  $TR_{DL,i}$  l'accelerazione ed il periodo di ritorno di domanda secondo normativa,  $i$  lo Stato Limite considerato tra SLC, SLV, SLD, SLO e SLA.

L'esito delle analisi per meccanismi locali, invece, prevede l'indicazione del minimo moltiplicatore di collasso  $\lambda$  ante e post operam

**Ministero dei Beni e delle Attività Culturali e del Turismo**

**SCHEDA SINOTTICA DELL'INTERVENTO**  
Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9 febbraio 2011 recante: "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14 gennaio 2008"

PROTOCOLLO \_\_\_\_\_ Responsabile del procedimento \_\_\_\_\_

**SEZIONE A - DATI GENERALI**

Denominazione immobile \_\_\_\_\_  
 sito in \_\_\_\_\_, fraz. / loc. \_\_\_\_\_ (Prov. \_\_\_\_\_)  
 Via \_\_\_\_\_ n° \_\_\_\_\_ CAP \_\_\_\_\_  
 NC Edilizio Urbano foglio \_\_\_\_\_ particella \_\_\_\_\_ sub. \_\_\_\_\_  
 sottoposto a tutela ai sensi dell'articolo 10, comma 3, del d.lgs n. 42 del 2004 e s.m. con provvedimento \_\_\_\_\_  
 sottoposto a tutela ai sensi dell'articolo 10, comma 1, e dell'art. 12, comma 1, del d.lgs n. 42 del 2004 e s.m. i.

<b>PROPRIETA'</b>	<b>DESTINAZIONE D'USO ATTUALE</b>
<input type="checkbox"/> pubblica	<input type="checkbox"/> museo <input type="checkbox"/> biblioteca <input type="checkbox"/> uffici
<input type="checkbox"/> privata	<input type="checkbox"/> servizi <input type="checkbox"/> struttura ricettiva-albergo
<input type="checkbox"/> ente ecclesiasitico	<input type="checkbox"/> archivio <input type="checkbox"/> abitazione
<input type="checkbox"/> .....	<input type="checkbox"/> .....

<b>CONTESTO URBANO</b>	<b>POSIZIONE</b>	<b>ESTENSIONE DELL'INTERVENTO</b>
<input type="checkbox"/> centro urbano	<input type="checkbox"/> isolato	<input type="checkbox"/> intero edificio
<input type="checkbox"/> centro storico	<input type="checkbox"/> Comnesso ad altri edifici su ___ lati	<input type="checkbox"/> porzione di edificio (piano .....
<input type="checkbox"/> periferia urbana	<input type="checkbox"/> .....	<input type="checkbox"/> intero piano
<input type="checkbox"/> area industriale /commerciale		<input type="checkbox"/> porzione di piano
<input type="checkbox"/> area agricola		<input type="checkbox"/> .....
<input type="checkbox"/> .....		

**TIPOLOGIA DELL'INTERVENTO**

manutenzione straordinaria (compilare solo la sezione B)  miglioramento sismico (compilare sezioni B e C)

1 di 7

**SEZIONE B - INTERVENTI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA**

**INTERVENTO CHE INTERESSA LA STRUTTURA PORTANTE**  
 sì  no  parzialmente

**ELEMENTI INTERESSATI DALL'INTERVENTO**

pareti portanti  volte  tramezzi  
 solai  fondazioni  pavimenti  
 copertura  .....

**VERIFICA STRUTTURALE**

non necessaria  
 eseguita  
 Interventi di riduzione della vulnerabilità sismica previsti  
 Interventi di riduzione della vulnerabilità sismica non necessari

**DESCRIZIONE SINOTTICA DELL'INTERVENTO**

2 di 7

TIPOLOGIE COSTRUTTIVE E VULNERABILITA' RILEVATE		
ELEMENTO COSTRUTTIVO	TIPOLOGIA COSTRUTTIVA	VULNERABILITA' RILEVATE
SOLAI/ VOLTE	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> legno <input type="checkbox"/> travi metalliche <input type="checkbox"/> latero-cemento <input type="checkbox"/> volte <input type="checkbox"/> .....	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> marcescenza <input type="checkbox"/> carenza di collegamenti <input type="checkbox"/> deformabilità eccessiva <input type="checkbox"/> assenza di catene nelle volte <input type="checkbox"/> assenza di capochiavi <input type="checkbox"/> catene ammalorate <input type="checkbox"/> capochiavi ammalorati <input type="checkbox"/> fessurazioni <input type="checkbox"/>
	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> muratura in pietra <input type="checkbox"/> muratura in mattoni <input type="checkbox"/> .....	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> deterioramento/ammaloramento <input type="checkbox"/> assenza o inefficacia degli ammassamenti <input type="checkbox"/> fessure <input type="checkbox"/> nicchie o cavità <input type="checkbox"/> .....
TRAVI	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> legno <input type="checkbox"/> acciaio <input type="checkbox"/> cemento armato	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> marcescenza <input type="checkbox"/> fessurazioni <input type="checkbox"/> appoggi non idonei <input type="checkbox"/> .....
STRUTTURA DI COPERTURA	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> travi in legno <input type="checkbox"/> travi metalliche <input type="checkbox"/> solaio latero-cemento <input type="checkbox"/> volte	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> strutture spingenti <input type="checkbox"/> assenza di controventature di falda <input type="checkbox"/> connessioni non idonee con la muratura sottostante <input type="checkbox"/> connessioni non efficaci dei nodi delle capriate <input type="checkbox"/> .....
FONDAZIONI	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> muratura <input type="checkbox"/> cemento armato <input type="checkbox"/> .....	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> cedimenti fondali <input type="checkbox"/> .....
ELEMENTI NON STRUTTURALI (cornicioni, parapetti, cornigoi, elementi aggettanti, ecc)	<input type="checkbox"/> presenti	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> distacchi/ deterioramenti <input type="checkbox"/> connessioni non efficaci con la struttura

3 di 7

**INTERVENTI DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO SISMICO PREVISTI /RIPARAZIONI E INTERVENTI LOCALI**

Interventi volti a ridurre le carenze dei collegamenti pareti-pareti e pareti-solai

<input type="checkbox"/> inserimento di tiranti a livello dei solai	<input type="checkbox"/> metallici	<input type="checkbox"/> altri materiali
<input type="checkbox"/> cerchiature esterne	<input type="checkbox"/> con elementi metallici	<input type="checkbox"/> con materiali compositi
<input type="checkbox"/> ammassamenti, tra parti adiacenti o tra murature che si intersecano, con la tecnica scuoi e cuoi (con elementi lapidei o in laterizio);		
<input type="checkbox"/> cordoli in sommità alla muratura per collegare le pareti, in una zona dove la muratura è meno coesa e per migliorare l'interazione con la copertura		
<input type="checkbox"/> muratura armata	<input type="checkbox"/> acciaio	<input type="checkbox"/> calcestruzzo armato

Interventi volti a ridurre le spinte di archi e volte ed al loro consolidamento

<input type="checkbox"/> inserimento di catene	
<input type="checkbox"/> contrafforti o ringrossi murari	
<input type="checkbox"/> placcaggio con fasce di materiale composito	<input type="checkbox"/> sottarco in muratura per spinte a vuoto
<input type="checkbox"/> riduzione dei carichi all'estradosso	
<input type="checkbox"/> consolidamento della muratura	

Interventi volti a ridurre l'eccessiva deformabilità dei solai ed al loro consolidamento

Intervento di leggero irrigidimento:

secondo tavolato sovrapposto a quello esistente, disposto con andamento ortogonale o inclinato;

rinforzi con bandelle ad andamento incrociato;  con elementi metallici  con materiali compositi

controventamento realizzato con tiranti metallici  .....

Intervento di consolidamento statico del solaio per le azioni flessionali;

secondo tavolato, con tavoloni ortogonali collegati alle travi

rinforzo con soletta collaborante in calcestruzzo

con sottili caldane armate in calcestruzzo alleggerito all'estradosso ( solai a travi in legno e pannelle di cotto)

collegamento dei profili con bandelle metalliche trasversali, poste all'intradosso o all'estradosso ( solai a struttura metallica con interposti elementi in laterizio)

4 di 7

Interventi in copertura

<input type="checkbox"/> interventi di compensazione della spinta per tetti con orditure spingenti
<input type="checkbox"/> irrigidimenti delle falde <input type="checkbox"/> con tavolati sovrapposti e incrociati <input type="checkbox"/> con controventi posti all'intradosso
<input type="checkbox"/> limitazione delle masse nella parte più alta dell'edificio
<input type="checkbox"/> interventi per rendere più efficace il collegamento nei nodi delle capriate
<input type="checkbox"/> interventi atti a sviluppare collegamenti e connessioni reciproche tra la parte terminale della muratura e le orditure e gli impalcati del tetto
<input type="checkbox"/> altro

Interventi volti ad incrementare la resistenza degli elementi murari

<input type="checkbox"/> interventi di scuoi e cuoi finalizzati a: <input type="checkbox"/> ripristino della continuità muraria lungo le linee di fessurazione e risanamento di porzioni di muratura gravemente deteriorate <input type="checkbox"/> risanamento e riparazione localizzate di parti di murature deteriorate e danneggiate <input type="checkbox"/> ricostituzione della compagine muraria in corrispondenza di manomissioni quali cavità, vani di varia natura (scarichi e canne fumarie, ecc)
<input type="checkbox"/> miglioramento delle proprietà meccaniche della muratura <input type="checkbox"/> iniezioni di miscele leganti <input type="checkbox"/> ristilatura dei giunti <input type="checkbox"/> tirantature diffuse nelle tre direzioni ortogonali (murature di piccola pezzatura) <input type="checkbox"/> tiranti verticali post-tesi <input type="checkbox"/> impossibilità di interventi alternativi
<input type="checkbox"/> miglioramento del collegamento tra i paramenti murari <input type="checkbox"/> con distanziatori artificiali <input type="checkbox"/> con tirantini antespulsivi <input type="checkbox"/> perforazioni armate <input type="checkbox"/> soluzione adeguatamente motivata e documentata
<input type="checkbox"/> rinforzo flessionale mediante placcaggio con tessuti o lamine in materiale fibrorinforzato <input type="checkbox"/> verifica dell'efficacia a livello locale e/o di comportamento globale
<input type="checkbox"/> .....

5 di 7

Interventi su pilastri e colonne

<input type="checkbox"/> incremento/ripristino resistenza a sforzo normale <input type="checkbox"/> cerchiature e tassellature <input type="checkbox"/> incollaggi con resine
<input type="checkbox"/> ricostituzione o realizzazione di collegamenti di idonea rigidità, al fine di trasferire le azioni orizzontali ad elementi murari di maggiore rigidità
<input type="checkbox"/> inserimento di anime metalliche in asse alla colonna o di tiranti verticali precompressi <input type="checkbox"/> effettuate valutazioni tecniche approfondite

Interventi in fondazione

<input type="checkbox"/> allargamento delle fondazioni - collegamento alla vecchia fondazione con: <input type="checkbox"/> travi in c.a <input type="checkbox"/> traversi in acciaio <input type="checkbox"/> barre post-tese <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> impiego di sottofondazioni profonde localizzate <input type="checkbox"/> effettuate valutazioni tecniche approfondite
<input type="checkbox"/> consolidamento dei terreni di fondazione

Interventi su elementi non strutturali

<input type="checkbox"/> Interventi nei confronti della vulnerabilità sismica degli elementi non strutturali
--

Misure organizzative

<input type="checkbox"/> riduzione dei carichi permanenti
<input type="checkbox"/> riduzione dei carichi accidentali (variazione delle destinazioni d'uso)

**E' STATA EFFETTUATA LA VALUTAZIONE, CON ESITO POSITIVO, DELL'INTERVENTO IN ORDINE A:**

<input type="checkbox"/> invasività	<input type="checkbox"/> efficacia strutturale	<input type="checkbox"/> compatibilità chimica, fisica, meccanica
<input type="checkbox"/> affidabilità di esecuzione	<input type="checkbox"/> controllabilità dell'esecuzione	<input type="checkbox"/> riparabilità <input type="checkbox"/> costo

Data, \_\_\_\_\_ Il Tecnico \_\_\_\_\_

6 di 7

**SEZIONE C - INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO SISMICO**

**VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI SICUREZZA ANTE E POST OPERAM (analisi globale)**

Indicatori di sicurezza ante operam		
		Valore assunto per il coefficiente "s": _____
Stato limite	Rapporto fra le accelerazioni	Rapporto fra i periodi di ritorno
di collasso ( $s_{col}$ )	$(PGA_{col}/PGA_{col}) =$	$(TR_{col}/TR_{col}) =$
di salvaguardia della vita ( $s_{sv}$ )	$(PGA_{sv}/PGA_{sv}) =$	$(TR_{sv}/TR_{sv}) =$
di danno ( $s_{da}$ )	$(PGA_{da}/PGA_{da}) =$	$(TR_{da}/TR_{da}) =$
di operatività ( $s_{op}$ )	$(PGA_{op}/PGA_{op}) =$	$(TR_{op}/TR_{op}) =$
di danno ai beni artistici ( $s_{ba}$ )	$(PGA_{ba}/PGA_{ba}) =$	$(TR_{ba}/TR_{ba}) =$

Indicatori di sicurezza post operam		
		Valore assunto per il coefficiente "s": _____
Stato limite	Rapporto fra le accelerazioni	Rapporto fra i periodi di ritorno
di collasso ( $s_{col}$ )	$(PGA_{col}/PGA_{col}) =$	$(TR_{col}/TR_{col}) =$
di salvaguardia della vita ( $s_{sv}$ )	$(PGA_{sv}/PGA_{sv}) =$	$(TR_{sv}/TR_{sv}) =$
di danno ( $s_{da}$ )	$(PGA_{da}/PGA_{da}) =$	$(TR_{da}/TR_{da}) =$
di operatività ( $s_{op}$ )	$(PGA_{op}/PGA_{op}) =$	$(TR_{op}/TR_{op}) =$
di danno ai beni artistici ( $s_{ba}$ )	$(PGA_{ba}/PGA_{ba}) =$	$(TR_{ba}/TR_{ba}) =$

**MINIMO MOLPLICATORE DI COLLASSO ANTE E POST OPERAM (analisi per meccanismi locali)**

ante operam $\lambda =$ _____	post operam $\lambda =$ _____
-------------------------------	-------------------------------

Data, \_\_\_\_\_

Il Tecnico \_\_\_\_\_

7 di 7

**Figura 7.12: Scheda sinottica dell'intervento presente nella DPCM del 9.02.2011 e riportata nella Circolare MIBACT n. 15, prot. 5041 del 30.04.2015**

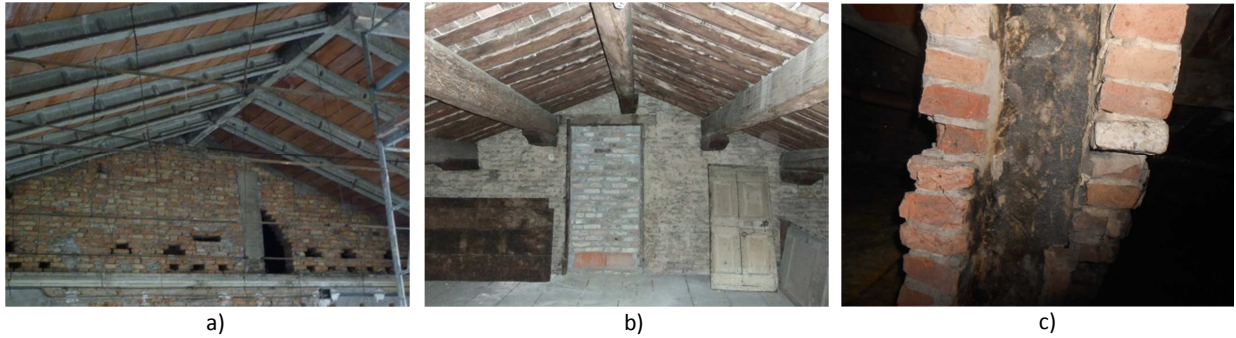
Risulta quindi evidente, nella valutazione e gestione di un vasto patrimonio edilizio, la fondamentale importanza della conoscenza delle singole strutture e di ogni elemento che le caratterizza. Il raggiungimento o meno di un determinato Livello di Conoscenza consente di formulare in maniera più consapevole tutte le azioni necessarie da intraprendere per la riduzione della vulnerabilità sismica (e non solo). Vista la difficoltà operativa e di gestione le strategie dovranno prevedere, preferibilmente se possibile, l'adozione di interventi ridotti e locali: la loro pianificazione dovrà comunque basarsi su una visione organica e completa della riduzione della vulnerabilità. L'approccio è quello di intervenire in ogni occasione possibile in presenza anche di operazioni non legate ad aspetti strettamente strutturali (si pone comunque come opportunità da cogliere per aumentare la conoscenza e ridurre, con un minimo intervento e impatto economico, qualsiasi aspetto di rischio). Tali considerazioni si configurano come punto di partenza nella gestione di un vasto patrimonio edilizio esistente: l'approfondimento delle valutazioni degli scenari di danno, dei fattori di esposizione e degli elementi non strutturali, dovrà comunque essere previsto per consentire di individuare gli edifici caratterizzati da un maggiore rischio sismico (strutture prioritarie). Gli scenari di danno finali consentiranno, quindi, di evidenziare entità e condizione di ogni struttura per pianificare interventi più invasivi solo su quelle strutture che presentano maggiore vulnerabilità sismica e carenze nei confronti della sicurezza strutturale.

Il nuovo approccio operativo introdotto dalla circolare MIBACT n. 15 si pone come fondamentale criterio da adottare per l'avvio di una razionale organizzazione e gestione di un vasto patrimonio edilizio: obiettivo da perseguire attraverso il coinvolgimento di tutti gli operatori, la definizione e la raccolta in modo organico di tutte le informazioni caratterizzanti l'edificio.

L'occasione da cogliere sempre, in presenza di qualsiasi operazione eseguita sugli edifici, può consentire di individuare importanti aspetti migliorativi sulla conoscenza ed agire, di conseguenza, per la riduzione del rischio. Tra gli aspetti di maggiore influenza da valutare si fa riferimento a quanto previsto al §6 dello

Schema di capitolato prestazionale per l'esecuzione delle verifiche sismiche delle LGBC 2011 e al §8.7.4 delle NTC 2008. In particolare, tra gli aspetti maggiormente rappresentativi da tenere in considerazione e rilevare per un miglioramento progressivo del Livello di Conoscenza si evidenzia:

- la presenza di possibili carenze grossolane dovute ad errori in fase di realizzazione o progettazione;
- la presenza di discontinuità o mancanze all'interno del paramento murario dovute dalla presenza di nicchie, cavedi o canne fumarie che ne limitano o modificano la sezione;



**Figura 7.13: Presenza di possibili discontinuità murarie riscontrabili nel corso di operazioni di manutenzione e supervisione: a) mancanze, b) aperture tamponate e c) cavedi o canne fumarie all'interno del paramento murario**

- l'identificazione di dettagli costruttivi degli elementi verticali ed orizzontali;



**Figura 7.14: Identificazione delle caratteristiche del solaio in occasione di interventi impiantistici (tipologia e dimensione degli elementi, presenza del cordolo)**

- la presenza di giunti strutturali o sismici;



**Figura 7.15: Individuazione della presenza di una discontinuità muraria dovuta da un giunto strutturale con interposto un elemento impiantistico**

- l'assenza di elementi di contrasto o contenimento delle spinte orizzontali dovute dalla presenza di archi, volte e coperture spingenti;
- quanto previsto per gli elementi non strutturali secondo gli aspetti presenti nel documento di Intesa Rep. 7/CU 28/1/2009 e riportati in Tabella 7.2.





**Figura 7.16: Identificazione di aspetti legati alla caratterizzazione degli elementi secondari e non strutturali: tipologia dei controsoffitti e presenza di elementi impiantistici**

La procedura adottata ha interessato edifici storici rilevanti in muratura: rappresentano la tipologia prevalente e di maggior valore storico-artistico presente nel patrimonio edilizio dell'Ateneo di Padova. Il percorso metodologico proposto ritrova però una sua possibile applicazione da estendere anche alle restanti tipologie strutturali. In particolare per quanto riguarda gli edifici in calcestruzzo armato: insieme a quelli in muratura rappresentano la quasi totalità delle tipologie presenti (oltre il 90% considerando anche le strutture miste) e sono caratterizzate, prevalentemente, da epoche costruttive antecedenti all'entrata in vigore del Decreto Ministeriale 05/11/1971 n.1086, norma che ha introdotto significativi cambiamenti progettuali per le strutture in c.a.. Fino all'emanazione di tale e dei successivi Decreti, infatti, il riferimento normativo è stato il Regio Decreto n. 2229 del 16 Novembre 1939. Rispetto alla tipologia in muratura analizzata nel presente lavoro, la tipologia di edifici in c.a. richiede, per la valutazione della vulnerabilità, una conoscenza più approfondita di tutti gli elementi, componenti e dettagli costruttivi che caratterizzano la struttura.

Con l'obiettivo di estendere la valutazione della vulnerabilità, coinvolgendo nelle analisi anche le altre tipologie strutturali, è stata definita una scheda speditiva (rielaborazione di quella proposta al §2.3.1 per edifici in muratura) secondo le peculiarità che caratterizzano gli edifici in c.a.. In particolare, gli aspetti principali fanno riferimento (Tabella 7.4):

- all'epoca costruttiva suddivisa in 7 fasi temporali secondo l'evoluzione normativa;
- agli interventi subiti differenziandoli in precedenti o successivi all'emanazione delle NTC 2008;
- alla tipologia del sistema resistente differenziandola per i vari piani;
- alla presenza e tipologia di giunti differenziandoli se a norma o fuori norma;
- alla maglia strutturale;
- alla dimensione dei pilastri differenziandoli per i vari piani;
- alla presenza di piano debole differendolo per i vari piani;
- alla presenza di tamponature differenziandole per i vari piani;
- alla presenza di elementi tozzi;
- alla presenza e tipologia di bow windows strutturali.

La schedatura attraverso una indagine speditiva anche delle tipologie in c.a. consentirà di definire con maggior dettaglio le caratteristiche del costruito appartenente al patrimonio edilizio dell'Ateneo di Padova. Sulla base delle informazioni raccolte, analogamente a quanto svolto per le tipologie in muratura, l'obiettivo è quello di identificare delle opere master rappresentative da analizzare mediante analisi di dettaglio per la valutazione del comportamento globale.

**Tabella 7.4: Parametri di riferimento per le strutture in c.a. presenti nella scheda speditiva**

<b>Epoca costruttiva</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• &lt;1907</li> <li>• '07 – '39</li> <li>• '39 – '70</li> <li>• '70 – '95'</li> <li>• 95 – 2003</li> <li>• '03 – '08</li> <li>• &gt;2008</li> </ul>
<b>Interventi</b> (secondo normativa precedente o successiva alle NTC 2008)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ampliamento</li> <li>• Soprelevazione</li> <li>• Ristrutturazione</li> <li>• Restauro</li> <li>• Manutenzione</li> </ul>
<b>Tipologia del sistema resistente</b> (differenziando per i vari piani)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Prevalenza di pareti o telai tamponati con murature consistenti (senza grosse aperture e di materiali resistenti e ben organizzate)</li> <li>• Prevalenza di telai con travi alte e tamponature poco consistenti</li> <li>• Prevalenza di telai con travi in spessore di solaio e tamponature poco consistenti o assenti</li> <li>• Telai con travi alte sul perimetro con tamponature poco consistenti o assenti e travi in spessore di solaio all'interno</li> <li>• Presenza contemporanea di telai con travi alte e nuclei in c.a. interni</li> <li>• Prevalenza di setti e nuclei in c.a. interni</li> </ul>
<b>Giunti</b> (differenziando se a norma o fuori norma)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Giunto di dilatazione</li> <li>• Raddoppio pilastro</li> <li>• Sella Gerber</li> </ul>
<b>Maglia strutturale</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• interasse medio tra i pilastri &lt; 4.5m</li> <li>• interasse medio &gt; 4.5m e ≤ 6.0m</li> <li>• interasse medio tra i pilastri &gt; 6.0m</li> </ul>
<b>Dimensione dei pilastri</b> (differenziando per i vari piani)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• dimensione media &lt; 25cm</li> <li>• dimensione media &gt; 25cm e ≤ 40cm</li> <li>• dimensione media &gt; 40cm</li> </ul>
<b>Piano debole</b> (differenziando per i vari piani)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Assente</li> <li>• Pilotis</li> <li>• Tamponature assenti o ridotte</li> <li>• Tamponature in aggetto</li> </ul>
<b>Tamponature</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• su 4 lati esterni</li> <li>• su 3 lati esterni</li> <li>• su 2 lati esterni</li> <li>• su 1 lato esterno</li> </ul>
<b>Elementi tozzi</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• assenti</li> <li>• per travi a ginocchio o piani sfalsati</li> <li>• per finestre a nastro</li> <li>• altro</li> </ul>
<b>Bow windows strutturali</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• assenza di bow-windows</li> <li>• bow-windows inferiori a 1,50m</li> <li>• bow-windows superiori a 1,50m</li> </ul>



Gli sviluppi futuri, quindi, pongono la prospettiva di estendere e approfondire le valutazioni, in particolare:

- per gli edifici in muratura: sulla base dei risultati ottenuti, estendere la procedure del lavoro svolto alla restante parte del patrimonio in muratura (circa il 30%) caratterizzato da strutture di più recente costruzione (opere successive al 1950). Approfondire, inoltre, le valutazioni dei fattori influenti sulla definizione del rischio sismico: in particolare per quanto riguarda gli aspetti di vulnerabilità degli elementi secondari e non strutturali, e di esposizione. Questi approfondimenti si rendono necessari per consentire di aggiornare, in modo esaustivo, gli scenari di danno proposti e di individuare i singoli edifici su cui approfondire, in via prioritaria, le valutazioni. L'obiettivo è quello di una razionale programmazione nella gestione e manutenzione del patrimonio edilizio;
- per gli edifici in c.a.: avviare una fase di conoscenza e di identificazione del patrimonio in c.a. secondo il medesimo percorso metodologico proposto per gli edifici in muratura (Fase 1 di conoscenza tramite scheda speditiva, Fase 2 di analisi su opere rappresentative e di riferimento, Fase 3 di estensione dei risultati ottenuti);
- per l'intero patrimonio: adozione di un percorso di gestione razionalizzata delle strutture attraverso la creazione di un database ordinato e aggiornato di informazioni raccolte in ogni occasione possibile. Per ogni complesso le informazioni da raccogliere riguarderanno aspetti multidisciplinari necessari all'ottimizzazione di tutte le azioni/operazioni che interessano l'edificio, gli utenti e la gestione degli stessi (valutazione della vulnerabilità, definizione e tipologia degli interventi, opere e azioni di manutenzione). L'obiettivo è quello di organizzare le informazioni (creazione di un fascicolo dell'edificio) necessarie ad una più efficiente gestione e funzionamento del patrimonio immobiliare consentendo, a tutti i soggetti e in ogni occasione possibile, il loro continuo aggiornamento e consultazione.

## CONCLUSIONI

L'analisi e la valutazione della risposta sismica di edifici esistenti rappresenta un fondamentale strumento di valutazione della sicurezza e del comportamento strutturale. Risulta di conseguenza importante, per lo sviluppo di strategie di prevenzione e riduzione del rischio sismico, la definizione della vulnerabilità: le modalità adottabili possono presentare differenti gradi di approfondimento al variare dei livelli di informazione e di conoscenza raggiunti.

La gestione di un vasto patrimonio edilizio parte dalla consapevolezza e dalla conoscenza sul costruito: risulta necessaria l'adozione di un idoneo percorso metodologico che coinvolga aspetti che consentano di individuare le caratteristiche e le peculiarità dei manufatti dal punto di vista della sicurezza di tutti gli aspetti presenti. A partire da tali considerazioni, con l'obiettivo di identificazione della vulnerabilità del patrimonio edilizio storico dell'Ateneo di Padova, è stato adottato un percorso metodologico articolato su diverse fasi che hanno coinvolto: analisi semplificate per stime rapide a livello territoriale, valutazioni di vulnerabilità di dettaglio necessarie all'individuazione delle caratteristiche proprie del tessuto edilizio e la definizione finale della vulnerabilità secondo predefinite tipologie edilizie.

Il lavoro proposto ha permesso, quindi, di individuare gli strumenti necessari allo studio del costruito esistente in muratura attraverso la definizione di procedure utili sia al calcolo e alla verifica strutturale degli edifici, sia all'analisi su scala territoriale di stock di strutture (dalle singole opere master di riferimento all'intero patrimonio edilizio storico). La valutazione delle tipologie costruttive e degli aspetti che le caratterizzano ha costituito un'importante fase del lavoro, consentendo di individuare gruppi caratterizzati da un comportamento omogeneo. Tale procedura rappresenta un'importante e necessario risultato vista la complessità che caratterizza il costruito dell'Ateneo di Padova.

La fase iniziale di conoscenza ha consentito, attraverso valutazioni schedografiche speditive ed approfondimenti su un numero selezionato di edifici, di evidenziare gli aspetti di maggiore influenza nella definizione della vulnerabilità sismica. È stato definito un ampio database sulle caratteristiche e sulla condizione dei singoli edifici: a partire da queste informazioni la metodologia proposta ha previsto analisi di dettaglio sul comportamento locale e globale delle strutture consentendo di identificare i parametri e le variabili maggiormente influenti nella risposta sismica. Le elaborazioni sono state condotte al variare di più configurazioni e tipologie strutturali permettendo di analizzare le molteplici casistiche presenti: vista l'incertezza che spesso contraddistingue le analisi sui manufatti esistenti, i parametri sono stati valutati secondo la loro facile reperibilità in sito (procedura speditiva) ed incidenza sulla risposta sismica. Questo per consentire, successivamente, una immediata estensione del giudizio di vulnerabilità per classi edilizie omogenee.

La valutazione della vulnerabilità è stata descritta attraverso curve di fragilità e scenari di danno definiti al variare degli aspetti maggiormente influenti nella risposta sismica ed identificando, per ognuna delle tipologie, il meccanismo di danno prevalente tra quello locale e quello globale. Attraverso questi strumenti è stato possibile valutare la vulnerabilità al variare sia dell'estensione del danno, secondo predefiniti livelli di danno, sia della domanda sismica. Le analisi condotte hanno evidenziato il ruolo fondamentale svolto dalla conoscenza del costruito, dei singoli manufatti che lo costituiscono e di tutti gli aspetti che concorrono nella definizione del rischio. L'obiettivo futuro da perseguire prevede, a partire dalle analisi e valutazioni condotte, l'adozione di un approccio operativo che consenta un miglioramento progressivo della conoscenza e un continuo aggiornamento del giudizio sulla sicurezza

per consentire di intraprendere, di conseguenza e con maggiore consapevolezza, le strategie più idonee alla mitigazione e riduzione del rischio di ogni genere (sismico e non solo).

La metodologia elaborata si pone come un importante strumento di riferimento per l'Università di Padova in rapporto alla complessa gestione del suo patrimonio edilizio, alla valutazione di vulnerabilità sismica, e alla programmazione delle azioni future da intraprendere.

## RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Basoz N., Kiremidjian A. S., 1994. *Bridge damage from the 1994 Northridge earthquake*. NEHRP Conference and Workshop on Research on the Northridge, California Earthquake of January 17, 1994, Vol. 3-A.
- Benedetti D., Petrini V., 1984. *Sulla vulnerabilità sismica degli edifici in muratura: un metodo di valutazione*. L'industria delle Costruzioni, n. 149.
- 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., 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" - ANIDIS, Pisa.
- Bernardini A., Giovinazzi S., Lagomarsino S., Parodi S., 2007. *Vulnerabilità e previsione di danno a scala territoriale secondo una metodologia macrosismica coerente con la scala EMS-98*. XIII Congresso Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia" - ANIDIS, Pisa.
- Bernardini A., Gori R., Modena C., 1989. *An application of coupled analytical models and experimental knowledge for seismic vulnerability analyses of masonry buildings*. In A. Kortiza (ed.), Engineering aspects of earthquake phenomena, Omega Scientific, Oxon.
- Binda L., Cardani G., Modena C., Valluzzi M.R., Marchetti L., 2004a. *Indagini sulla consistenza dell'edilizia storica, sul danno pregresso e sull'efficacia degli interventi svolta su quattro centri campione in Umbria: Montesanto, Roccanolfi, Campi e Castelluccio*. XI Convegno Nazionale - L'ingegneria Sismica in Italia, Genova.
- Binda L., Cardani G., Modena C., Valluzzi M.R., Marchetti L., 2004b. *Analisi della vulnerabilità sismica di un centro storico umbro e valutazioni sui possibili interventi*. XI Convegno Nazionale - L'ingegneria Sismica in Italia, Genova.
- Binda, L., Cardani, G., Saisi, A., Modena, C., Valluzzi, M.R., Marchetti, L., 2004. *Guidelines for restoration and improvement of historical centres in seismic regions: the Umbria experience*. 4th International Seminar on Structural Analysis of Historical Constructions, Padova.
- 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.
- Braga F., Dolce M., Liberatore D., 1982. *"Southern Italy November 23, 1980 Earthquake: A Statistical Study on Damaged Buildings and an Ensuing Review of the M.S.K.-76 Scale"*, CNR-PFG n.503, Roma.
- Braga F., M. Dolce, D. Liberatore, 1983. *Influence of Different Assumptions on the Maximum Likelihood Estimation of the Macroseismic Intensities*,. 4th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Soil and Structural Engineering, Firenze.
- Brunetta G., 1966. *Gli interventi dell'Università di Padova nel riutilizzo di antichi edifici*, La Garangola, Padova, pp. 51-52.
- C.N.R. – Gruppo Nazionale per la Difesa dei terremoti, 1993. *Rischio sismico di edifici pubblici, Parte I – Aspetti metodologici*, Roma.
- Calvi G. M., 1999. *A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings*. Journal of Earthquake Engineering, n. 3, pp. 422-438.

- Cattari S., Curti E., Giovinazzi S., Lagomarsino S., Parodi S., 2004. *Un modello meccanico per l'analisi di vulnerabilità del costruito in muratura a scala urbana*. XI Congresso Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia" - ANIDIS, Genova.
- Cherubini A., Martinelli A., Milano L., Mannella A., Cherubini F., Antonucci B., Goretti A., Benetti D., Ferlito R., Di Capua G., Peppoloni S., E. Speranza, 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 Congresso Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia" - ANIDIS, Bologna.
- Chopra. A. K., Goel. R. K., 1999. *Capacity-Demand-Diagram Methods Based on Inelastic Design Spectrum Earthquake Spectra*: November 1999, Vol. 15, No. 4, pp 637-656.
- de Buhan P., de Felice G., 1997. *Homogenization Approach to the ultimate strength of masonry*, Journal for the Mechanics and Physics of Solids, vol. 45, n.7, pp. 1085-1104.
- Dipartimento dei Vigili del Fuoco, del soccorso pubblico e della difesa civile, 2011. *Guida Tecnica. Linee di indirizzo per la riduzione della vulnerabilità sismica dell'impiantistica antincendio*.
- Dogliani F., 2000. *Codice di pratica (linee guida) per la progettazione degli interventi di riparazione, miglioramento sismico e restauro dei beni architettonici danneggiati dal terremoto umbro-marchigiano del 1997*. Bollettino ufficiale della Regione Marche, Ancona.
- Dolce M., 1996. *Seismic vulnerability evaluation and damage scenarios*. US – Italian Workshop Seismic Evaluation and Retrofit. Columbia University, New York City.
- Dolce M., Moroni C., 2005. *La valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico degli edifici pubblici mediante le procedure VC (vulnerabilità c.a.) e VM (vulnerabilità muratura)*. Progetto: SAVE - Strumenti Aggiornati per la Vulnerabilità sismica del patrimonio Edilizio e dei sistemi urbani, Task 2.
- Drdácký M., Director, Binda L., Herle I., Lanza L.G, Maxwell OBE I., Pospíšil S., 2007. *La protezione del patrimonio culturale dalle calamità naturali*. Studio della Direzione generale delle Politiche interne dell'Unione - Dipartimento tematico delle Politiche strutturali e di coesione del Parlamento Europeo.
- 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.
- Fajfar P., 1999. *Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 28(9):979–993.
- Fava M., da Porto F., Modena C., D'Este E., Ravazzolo E., 2013. *Ricerca di una metodologia per la valutazione della vulnerabilità sismica del patrimonio edilizio dell'Università degli Studi di Padova*. XV Convegno ANIDIS "L'Ingegneria Sismica in Italia", Padova.
- Fava M., Munari M., da Porto F., Modena C., 2015. *Valutazione della vulnerabilità sismica locale di edifici esistenti in muratura attraverso analisi cinematica dei meccanismi di collasso e curve di fragilità*. XVI Convegno ANIDIS "L'Ingegneria Sismica in Italia", L'Aquila.
- FEMA, 1999. HAZUS Earthquake Loss Estimation Methodology. Technical Manual. Federal Emergency Management Agency USA.
- Ferrini M., 1988. Progetto terremoto in Garfagnana e Lunigiana. Un modello di calcolo per la determinazione di un indice di esposizione di edifici pubblici strategici, Firenze.
- Freeman, S.A., J.P. Nicoletti, and J.V. Tyrell, 1975, *Evaluations of Existing Buildings for Seismic Risk – A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington*. US National Conference on Earthquake Engineers, EERI, pp 113-122, Berkeley.
- Giovinazzi S., Lagomarsino S., 2001. *Una metodologia per l'analisi di vulnerabilità sismica del costruito*. X Congresso Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia" - ANIDIS, Potenza-Matera.
- 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*. Chaiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, n. 15.
- Guidoni E., Soragni U., 1995. *Lo spazio nelle città venete (1348-1509). Urbanistica e architettura, monumenti e piazze, decorazione e rappresentazione*. I convegno di studio. Verona, 14-16 Dicembre 1995, Edizioni Kappa, Roma 1997, pagg. 140-157
- Lagomarsino S., 2015. *Seismic assessment of rocking masonry structures*, Bulletin of Earthquake Engineering, 13: 97–128.
- Lagomarsino S., Podestà S., 2005. *Inventario e vulnerabilità del patrimonio monumentale dei parchi dell'Italia centro-meridionale e meridionale, Volume III - Analisi di vulnerabilità e rischio sismico degli edifici monumentali*. I.N.G.V.-G.N.D.T., L'Aquila.
- 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.
- Linee guida per il rilievo, l'analisi ed il progetto di interventi di riparazione e consolidamento sismico di edifici in muratura in aggregato*. ReLUIS (www.reluis.it), Bozza - Ottobre 2010.
- 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.
- Modena C., 2008. *Aspetti strutturali: normativa in campo nazionale e internazionale*. In "Kermes, la rivista del restauro", XXI, 71, pp. 99-108.
- Modena C., Valluzzi M.R., da Porto F., 2012. *Conservazione del patrimonio architettonico e sicurezza strutturale in zona sismica: insegnamenti dalle recenti esperienze italiane*. In "Materiali e strutture (problemi di conservazione)", I, 1-2, pp. 17-28.
- Modena C., Valluzzi M.R., da Porto F., Casarin F., Garbin E., Panizza M., Mazzon N., Munari M., Dalla Benetta M., Bettiol G., 2007. *Criteri e tecniche per l'intervento di miglioramento sismico di edifici storici*. In "Il dopo-terremoto della Val Sabbia e del Garda. Tra esigenze di tutela e requisiti di sicurezza", atti della Giornata di studio a Salò del 24 novembre 2007, pp. 123-142.
- Munari M., 2010. *Sviluppo di procedure per valutazioni sistematiche di vulnerabilità sismica di edifici esistenti in muratura*. Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Padova.
- Nielson B.G., DesRoches R., 2007. *Analytical Seismic Fragility Curves for Typical Bridges in the Central and Southeastern United States*. Earthquake Spectra: August 2007, Vol. 23, No. 3, pp. 615-633.
- Pinho R., Calvi G.M., Crowley H., Colombi M., Goretti A., Meroni F., 2006. *Deliverable D16: Strumenti speditivi per la definizione di priorità di intervento per edifici non adeguati*. Convenzione INGV-DPC 2004 – 2006/ProgettoS1, Proseguimento della assistenza al DPC per il completamento e la gestione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 e progettazione di ulteriori sviluppi.
- Rush A., 2008. *Seismic Evaluation of masonry building conglomeration of adjacent structures*. Master's Thesis, Università degli Studi di Pavia.
- Senaldi E., Magenes G., Penna A., 2010. *Numerical Investigations on the Seismic Response of Masonry Building Aggregates*, Advanced Materials Research, Vols. 133-134, pp. 715-720.
- Shinozuka, M., Feng, M.Q., Kim, H., Kim, S., 2000. *Nonlinear static procedure for fragility curve development*. Journal of mechanism, 1287-1295.
- Stellin G., Picchiolotto E., 2014. *Crescita dell'Ateneo patavino e politica urbana: reciproche influenze, armonie e conflitti*. XXXV conferenza italiana di scienze regionali, Padova.

Vallucci S., 2014. *Costruzioni storiche in muratura: analisi della vulnerabilità sismica dalla scala urbana all'edificio e progettazione degli interventi. Il caso della Provincia di Ancona*. Tesi di Dottorato, Università Politecnica delle Marche.

VV.AA., (1999), *Research Progress and Accomplishments (1997-1999): A Selection of Papers Chronicling Technical Achievements of the Multidisciplinary Center of Earthquake Engineering Research*. Red Jacket Quadrangle, Buffalo, New York 14261, New York.



## RIFERIMENTI NORMATIVI

- Circolare n. 15 Prot. 5041 del 30 aprile 2015. *Disposizioni in materia di tutela del patrimonio architettonico e mitigazione del rischio sismico, e "scheda sinottica"*.
- Circolare n. 617 del 02/02/2009 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 26.02.2009 suppl. n. 27.
- Circolare Presidenza del Consiglio dei Ministri-Dipartimento Protezione Civile prot n. DPC/SISM/0031471 del 21.04.2010. *Circolare sullo stato delle verifiche sismiche previste dall'O.P.C.M. 3274/03 e programmi futuri*.
- Circolare Presidenza del Consiglio dei Ministri-Dipartimento Protezione Civile prot. n. DPC/SISM/0075499 del 07.10.2010. *Chiarimenti alla Circolare del Capo Dipartimento prot. n. DPC/SISM/31471 del 21.04.2010 sullo stato delle verifiche sismiche previste dall'O.P.C.M. 3274/03 e programmi futuri*.
- Circolare Presidenza del Consiglio dei Ministri-Dipartimento Protezione Civile prot. DPC/SISM/0083283 del 04.11.2010. *Chiarimenti sulla gestione degli esiti delle verifiche sismiche condotte in ottemperanza all'art. 2, comma 3 dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 23 marzo 2003*.
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. *Linee guida per il rilevamento della vulnerabilità degli elementi non strutturali nelle scuole (Intesa Rep. 7/CU 28/1/2009)*.
- Decreto legislativo 22 gennaio 2004, n. 42. *Codice dei beni culturali e del paesaggio, ai sensi dell'articolo 10 della legge 6 luglio 2002, n. 137*. GU n.45 del 24.02.2004 - Suppl. Ordinario n. 28 .
- Decreto Ministeriale del 14.01.2008. *Norme Tecniche per le Costruzioni*. G.U. n. 29 del 04.02.2008 suppl. ord. n. 30.
- Decreto Ministeriale del 14.09.2005. *Norme Tecniche per le Costruzioni*. G.U. n. 222 del 23.09.2005
- Decreto Ministeriale del 16.01.1996. *Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*. G.U.n. 29 del 05.02.1996.
- Decreto Ministeriale del 24.01.1986. *Norme tecniche relative alle costruzioni antisismiche*. GU n. 108 del 12.05.1986.
- Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 09.02.2011. *Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M 14.01.2008*. G.U. n. 47 del 26.02.2011 suppl. ord. n. 54.
- 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 29.01.2008 suppl. ord. n. 25.
- Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri-Patrimonio Culturale n. 3685 del 21.10.2003. *Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2, 3 e 4, dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"*. G.U. n. 252 del 29.10.2003.
- Eurocode 8, 2005. *Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*.
- Legge 5 Novembre 1971 n. 1086, *Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica*.

- Norma UNI 8290. *Edilizia residenziale, Sistema tecnologico, Classificazione e terminologia.*
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20.03.2003. *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. 3274 del 20.05.2003. *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 3.05.2005. *Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274.*
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28.04.2006. *Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle stesse zone.*
- Regio Decreto Legge del 10.01.1907. *Norme e condizioni per i materiali agglomerati idraulici e per le opere in cemento armato.* G.U. n. 28 del 02.02.1907.
- Regio Decreto Legge n. 1213 del 23 Maggio 1932. *Norme per l'accettazione dei leganti idraulici e per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio.* G.U. n. 224 del 26.09.1933.
- Regio Decreto Legge n. 193 del 18.04.1909. *Norme tecniche ed igieniche obbligatorie per le riparazioni ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei luoghi colpiti dal terremoto del 28 dicembre 1908 e da altri precedenti elencati nel R.D. 15 aprile 1909 e ne designa i Comuni.* G.U. n. 95 del 22.04.1909.
- Regio Decreto Legge n. 2105 del 22 Novembre 1937. *Norme tecniche di edilizia asismica per i paesi colpiti da terremoti.* GU n. 298 del 27.12.1937.
- Regio Decreto Legge n. 2229 del 16.11.1939. *Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato.* suppl. ord. alla G.U. n. 92 del 18.04.1940.
- Regio Decreto Legge n.431 del 13.03.1927. *Norme tecniche ed igieniche di edilizia per le località colpite dai terremoti.*