

LINEE GUIDA PER IL RILIEVO, L'ANALISI ED IL PROGETTO DI INTERVENTI DI RIPARAZIONE E CONSOLIDAMENTO SISMICO DI EDIFICI IN MURATURA IN AGGREGATO

Dipartimento Protezione Civile



ReLUIS



**Ufficio del Vice-Commissario Delegato per la
Messa in Sicurezza dei Beni Culturali**

Struttura Tecnica di Missione

BOZZA – Ottobre 2010

Versione 3 (Capitoli 1, 2, 3 e 4 - Appendici A e B)

1.	Introduzione	4
1.1.	Riferimenti tecnici e normativi	6
1.2.	Inquadramento dell'aggregato e valutazioni preliminari	7
2.	Conoscenza del manufatto	8
2.1.	Identificazione dell'aggregato: contesto ambientale ed urbano	9
2.2.	Ipotesi sulla formazione ed evoluzione dell'aggregato	9
2.3.	Rilievo geometrico	10
2.4.	Rilievo costruttivo-strutturale	12
2.5.	Rilievo dello stato di danno, dei dissesti e del degrado	13
2.5.1.	Analisi del danno storico, degli interventi precedenti e dei loro effetti	14
2.6.	Rilievo degli elementi di interesse storico-artistico e del relativo danno	14
2.7.	Indagini per la caratterizzazione meccanica dei materiali e delle strutture	15
2.7.1.	Diagnostica visiva	16
2.7.2.	Diagnostica strumentale	17
2.8.	Documentazione grafica	19
3.	Diagnosi e sintesi interpretativa del rilievo del danno	21
3.1.	Individuazione dei meccanismi di collasso	21
3.2.	Principali modalità di collasso e criteri per il loro riconoscimento	21
3.2.1.	Modalità di danno che coinvolgono la risposta nel piano delle pareti	24
3.2.2.	Cinematismi di ribaltamento semplice	25
3.2.3.	Cinematismi di ribaltamento composto	27
3.2.4.	Cinematismi di flessione verticale	29
3.2.5.	Cinematismi di flessione orizzontale	30
4.	Analisi del manufatto e valutazione della sicurezza	31
4.1.	Analisi della sismicità storica	31
4.2.	Azione sismica di riferimento	31
4.3.	Criteri di modellazione ed analisi	32
4.3.1.	Generalità	32
4.3.2.	Modelli e metodi di analisi	34
4.4.	Verifiche di sicurezza	38
5.	Progetto	42
5.1.	Strategie per la scelta dell'intervento di rafforzamento/miglioramento	42
5.2.	Proposta progettuale per il recupero e valorizzazione degli elementi d'interesse storico-artistico	42
6.	Gruppo di Lavoro	43
Appendice A: Elaborati grafici di cui al Capitolo 2		44
A.1	Elaborati grafici per l'identificazione dell'aggregato	44
A.2	Elaborati grafici per lo studio dell'evoluzione dell'aggregato	46
A.3	Elaborati relativi al rilievo geometrico	48
A.4	Elaborati relativi al rilievo costruttivo-strutturale	52
A.5	Elaborati relativi al rilievo critico dello stato di danno, dei dissesti e del degrado	58
Appendice B: Analisi del manufatto e valutazione della sicurezza		61
B.1	Note generali	61
B.2	Schede per il calcolo del coefficiente di attivazione di tipici meccanismi cinematici	64
B.2.1	Ribaltamento di parete ad 1 piano monolitica	66
B.2.2	Ribaltamento di parete con cordolo sommitale	67
B.2.3	Ribaltamento di parete a doppia cortina	69
B.2.4	Ribaltamento di una parete di n piani monolitica con tiranti	71
B.2.5	Ribaltamento di parete di 1 piano con tirante connessa alla muratura ortogonale (ribaltamento composto con cuneo)	73

B.2.6	Parete a più piani connessa alla muratura ortogonale (ribaltamento composto con cuneo) trattenuta da tiranti.....	75
B.2.7	Ribaltamento del cantonale.....	77
B.2.8	Flessione verticale di parete monolitica ad un piano.....	79
B.2.9	Flessione verticale di parete con solai non allineati.....	81
B.2.10	Flessione verticale di parete monolitica a più piani.....	83
B.2.11	Flessione orizzontale di parete confinata.....	85
B.2.12	Ribaltamento parziale della facciata.....	87
B.2.13	Riferimenti bibliografici.....	88
B.3	Verifiche di sicurezza locali, relative a meccanismi di 1° modo.....	90
B.3.1	Verifica SLD e SLV con analisi lineare.....	90
B.3.2	Verifica dello SLV con analisi non lineare.....	92
B.4	Verifiche di sicurezza per azioni ordinarie.....	96
B.5	Modelli semplificati per l'analisi sismica globale di edifici in aggregato.....	98

BOLZEA

1. Introduzione

L'evento sismico che ha colpito la Regione Abruzzo, ed il danno che ha interessato buona parte dei centri urbani del "cratere", ha drammaticamente messo in evidenza la necessità di affrontare gli interventi di recupero, rafforzamento e miglioramento sismico dell'edilizia in aggregato, secondo una metodologia specifica ed appropriata al caso.

Le presenti Linee Guida intendono fornire un quadro sistematico della metodologia e degli strumenti operativi per il rilievo, la diagnostica, la scelta degli interventi e la redazione finale del progetto di intervento su edifici in aggregato.

L'iter progettuale viene delineato in ottemperanza alle O.P.C.M. 3820 e 3832, nonché al successivo Decreto del Commissario Delegato per la Ricostruzione della Regione Abruzzo n.3 del 09/03/2010.

Avendo come oggetto l'edilizia in aggregato, le presenti Linee Guida vedono, pertanto, come *campo di applicazione* principale il costruito dei centri storici. Questi ultimi, sviluppatasi e configuratisi nel tempo, secondo processi di accrescimento per lo più spontaneo, sono caratterizzati da edifici prevalentemente in muratura, ove la coesistenza di diverse e successive stratificazioni e modificazioni, talvolta incongrue, ha comportato l'insorgenza di specifici fattori di vulnerabilità sismica.

Si richiamano fin da ora alcune problematiche ricorrenti nello studio delle strutture in aggregato. In primo luogo la disomogeneità nelle strutture portanti in muratura, quale risultato del processo di "assemblaggio" nel tempo. A questo si accompagna la compresenza di diversi materiali, spesso con caratteristiche di rigidità e resistenza molto difformi tra loro: è il caso, ad esempio, di interventi recenti che hanno visto la realizzazione di elementi strutturali in cemento armato su edifici preesistenti in muratura. Ricorrono inoltre alterazioni strutturali incongrue, come porzioni realizzate in epoche diverse (ampliamenti, sopraelevazioni, ecc.), le quali sono a volte strutturalmente collegate alle strutture preesistenti, altre volte parzialmente separate attraverso giunti strutturali o pareti doppie in aderenza. Gli interventi recenti di riattazione o ristrutturazione hanno spesso comportato l'inserimento di cordoli o intonaci armati ed altri elementi che, pur non modificando le volumetrie, hanno tuttavia influito sul comportamento strutturale dell'edificio nel suo complesso o su porzioni di esso.

Tali fattori determinano due livelli di difficoltà. In primo luogo l'individuazione dell'aggregato stesso in quanto frutto di un processo di "assemblaggio" di più unità strutturali interagenti tra loro, in secondo luogo la conoscenza corretta ed univoca del sistema strutturale che lo compone.

Scopo delle presenti Linee Guida vuole essere pertanto quello di fornire gli strumenti per una corretta valutazione del comportamento meccanico dell'aggregato attraverso la lettura del suo sistema costruttivo, l'interpretazione delle cause di danno, l'individuazione di anomalie e precarietà strutturali che inficiano la risposta sismica, al fine di formulare le più idonee modalità di intervento per conseguire un adeguato grado di miglioramento del comportamento sismico della struttura.

La preliminare conoscenza ed interpretazione del comportamento strutturale è di fondamentale importanza per la messa a punto del progetto di intervento. Un progetto di rafforzamento locale, ripristino o di miglioramento non può essere maturato, né tantomeno calcolato, se non siano stati preliminarmente conosciuti nel dettaglio tutti gli elementi che ne compongono la struttura, in modo da poter quantificare con ragionevole sicurezza l'effettivo grado di miglioramento conseguito.

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.

La metodologia parte da una prima fase conoscitiva di rilievo ed indagine geometrica degli elementi strutturali e delle caratteristiche meccaniche dei materiali (capitolo 2). In questa sezione si inserisce anche l'analisi critica del danno occorso a seguito dell'evento sismico. La corretta interpretazione delle cause di danno consente di risalire alla individuazione delle precarietà strutturali dell'edificio e delle anomalie degli elementi resistenti, attorno a cui in genere si rilevano concentrazioni di danno. Le analisi illustrate in questa prima fase sono finalizzate all'esatta descrizione dell'aggregato nel suo complesso e dei materiali che lo costituiscono, in modo da poter implementare un modello di calcolo in grado di descrivere correttamente il comportamento reale della struttura.

La scelta del tipo di analisi sismica e del criterio di modellazione della struttura (Capitolo 4) è strettamente connessa da un lato alla tipologia strutturale, dall'altro al tipo di intervento progettuale. L'adozione di modelli di calcolo di dettaglio per la valutazione della risposta globale (ad esempio approccio di modellazione ad elementi finiti o quello a telaio equivalente come proposto recentemente nelle Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14/01/2008) risulta in generale applicabile esclusivamente ad aggregati di limitata estensione, per i quali risulti accettabile l'onere conseguente associato alla fase conoscitiva, oppure al caso di singole unità, quando sia possibile stimare ragionevolmente l'effetto equivalente associato all'interazione con le unità adiacenti. Di norma, in alternativa, nel caso in cui non sia possibile acquisire i dati necessari per sostanziare modelli più accurati (il cui uso quindi risulterebbe inficiato dal grado di incertezza associato ai parametri impiegati od alle ipotesi assunte), risulta preferibile l'adozione di modelli semplificati (cfr. § 8.7.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 14.01.2008 e corrispondente § C8A.3 della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617). Viceversa anche l'applicazione di modelli per l'analisi di meccanismi locali (secondo l'approccio cinematico per macroelementi) è subordinata ad una valutazione qualitativa circa il sistema di ripartizione dei carichi in base a fattori, quali ad esempio l'orditura e deformabilità dei solai, la rigidità delle pareti verticali, la qualità delle connessioni.

La possibilità di elaborare modelli complessivi è comunque limitata dalla dimensione e complessità dell'aggregato, mentre l'elaborazione di modelli parziali o le analisi di singoli elementi (secondo l'approccio cinematico per macroelementi) sono subordinati ad una valutazione qualitativa circa il sistema di ripartizione dei carichi in base a fattori, quali ad esempio l'orditura e deformabilità dei solai, la rigidità delle pareti verticali, la qualità delle connessioni.

Ne consegue che prima di elaborare il progetto di recupero e scegliere il sistema di verifica strutturale devono essere svolte alcune *valutazioni qualitative* sulle caratteristiche tecnologico-costruttive e sull'identificazione delle vulnerabilità specifiche dell'edificio oggetto di studio. Tale analisi discussa nel §2.4, deve partire innanzitutto dall'osservazione del sistema costruttivo al fine di valutarne la qualità meccanica in relazione al comportamento statico e sismico. L'analisi preliminare qualitativa sulle vulnerabilità locali e globali, nonché sul grado di risposta sismica di un aggregato, o sua porzione, deve essere inoltre validata dai risultati del rilievo del danno occorso, cui è dedicato il §2.5.

Il *progetto d'intervento* di edifici in aggregato presentato nel Capitolo 5 deve tenere conto di quanto già contenuto sull'argomento nelle norme e linee guida esistenti, elencate dettagliatamente nel § 1.1, ed in particolare nel capitolo 8 delle Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 14.01.2008 e nel corrispondente capitolo C8 della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617, ed in particolare nell'appendice C8A.5 (*Criteri per gli interventi di consolidamento di edifici in muratura*) e nel § 6 (*Criteri per il miglioramento sismico e tecniche di intervento*) delle *Linee Guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio*

culturale, nonché nelle ordinanze di riferimento citate, pubblicate a seguito del recente evento sismico che ha interessato la Regione Abruzzo.

1.1. Riferimenti tecnici e normativi

Normativa e Linee Guida di riferimento per il rilievo, l'analisi ed il progetto d'intervento:

- Linee Guida per gli interventi di miglioramento sismico degli edifici in aggregato nei centri storici, ReLUIIS (a cura di Carocci C., Tocci C., Cattari S., Lagomarsino S.), Marzo 2009;
- Linee Guida per le modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione/miglioramento/ricostruzione di edifici inagibili, ReLUIIS, Bozza Marzo 2010;
- Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri - Patrimonio Culturale del 12/10/2007. *Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche e all'applicazione dell'O.P.C.M. n. 3274 del 2003 e successive modifiche e integrazioni.* G.U. n. 24 del 29/1/2008 suppl. ord. n. 25.¹, nel seguito indicato come Linee Guida Patrimonio Culturale;
- Decreto Ministeriale del 14/1/2008. *Norme Tecniche per le Costruzioni.* G.U. n. 29 del 4/2/2008 suppl. ord. n.30, nel seguito indicato come NTC2008;
- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008.* G.U. n. 47 del 26/2/09 suppl. ord. n. 27;
- *Linee Guida per la riduzione della vulnerabilità di elementi non strutturali, arredi e impianti*, Dipartimento della Protezione Civile (a cura di De Sortis A., Di Pasquale G., Dolce M., Gregolo S., Papa S., Rettore G.F.), Giugno 2009;
- *Linee Guida per la riparazione e il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni*, DPC-ReLUIIS, Bozza Agosto 2009.

Normativa di riferimento per la presentazione ed esecuzione di interventi di recupero post-sisma e criteri di finanziamento:

- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3820 del 12/11/2009. *Ulteriori interventi diretti a fronteggiare gli eventi sismici verificatisi nella regione Abruzzo il giorno 6 Aprile 2009 e altre disposizioni di protezione civile*, art.7 commi 3-9, nel seguito indicata come O.P.C.M.3820;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3827 del 27/11/2009. *Ulteriori interventi diretti a fronteggiare gli eventi sismici verificatisi nella regione Abruzzo il giorno 6 Aprile 2009 e altre disposizioni di protezione civile*, art. 10, comma 2,3,4, nel seguito indicata come O.P.C.M. 3827;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3832 del 22/12/2009. *Ulteriori interventi diretti a fronteggiare gli eventi sismici verificatisi nella regione Abruzzo il giorno 6 Aprile 2009 e altre disposizioni di protezione civile*, art.3, nel seguito indicata come O.P.C.M. 3832;
- Decreto del Commissario Delegato per la Ricostruzione della Regione Abruzzo n.3 del 09/03/2010.

¹ Le Linee Guida per i beni culturali sono state armonizzate al D.M. 14.1.2008; il nuovo testo, approvato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nella seduta del 23 luglio 2010, sarà presto pubblicato.

1.2. Inquadramento dell'aggregato e valutazioni preliminari

L'identificazione dell'aggregato, si colloca a monte di tutto il procedimento di rilievo ed analisi finalizzato al progetto d'intervento.

Per aggregato strutturale può intendersi un insieme non omogeneo di edifici (unità edilizio-strutturali), interconnessi tra loro con un collegamento più o meno strutturalmente efficace determinato dalla loro storia evolutiva, che possono interagire sotto un'azione sismica o dinamica in genere.

L'evoluzione della città storica, avvenuta prima dell'espansione delle periferie del XX secolo, ha comportato un processo di progressivo intasamento, attraverso l'occupazione sistematica degli spazi di risulta, in adiacenza e continuità con il costruito esistente. All'interno di un aggregato edilizio sono solitamente riconoscibili gli elementi originari ed omogenei che lo hanno generato, da cui ha preso il via il processo di accrescimento edilizio, fino alla saturazione completa degli spazi liberi o degli affacci su strada.

Nel caso dei centri storici l'aggregato, ove non siano presenti giunti, quali ad esempio *rue* o altre disconnessioni tra i diversi edifici, coincide con il termine (urbanistico) di isolato, la cui soluzione di continuità dal resto del tessuto urbano è costituita dalla presenza di strade e piazze.

La presenza di elementi quali archi o volte di contrasto posti a collegamento tra aggregati contigui, non inficia la possibilità di perimetrazione ed individuazione degli aggregati, laddove tali elementi siano limitati in numero ed estensione e non alterino in modo significativo il comportamento strutturale d'assieme. Il loro eventuale contributo può essere tuttavia messo in conto mediante modellazioni analitiche, attraverso l'inserimento di azioni concentrate o vincoli. In tali casi è inoltre importante integrare le analisi effettuate tramite verifiche puntuali sulle porzioni di aggregato direttamente interessate da tali vincoli, al fine di evidenziare eventuali effetti locali ivi indotti da tali azioni concentrate.

L'individuazione dell'aggregato è seguita dall'individuazione al suo interno delle unità strutturali omogenee e degli elementi che determinano eventuali *interazioni* tra di esse. Tale operazione in genere coincide con l'analisi dell'evoluzione costruttiva dell'aggregato, e trova un valido riscontro nell'analisi del danno occorso a seguito di un evento sismico. Infatti, l'interazione tra strutture eterogenee poste in adiacenza determina specifiche tipologie di danneggiamento, che si sommano o sovrappongono a quelle che più tipicamente contraddistinguono strutture omogenee non in aggregato.

Al fine di individuare univocamente un aggregato edilizio è pertanto necessario indicare quali siano gli spazi (strade, piazze, corti interne, giunti di separazione) che lo rendono strutturalmente indipendente dagli edifici nelle immediate vicinanze. Da qui prende il via la fase conoscitiva dello stesso, cui è dedicato il capitolo che segue, volta a districare dal punto di vista storico, geometrico, costruttivo e strutturale, le unità edilizie originarie della struttura, a cui si sono aggiunti nel tempo, per giustapposizione, altri edifici in affiancamento, ampliamenti ed interconnessioni che costituiscono i tratti distintivi dell'edilizia in aggregato.

2. Conoscenza del manufatto

Il presente capitolo illustra in modo sistematico il percorso conoscitivo necessario per addivenire ad una diagnosi delle precarietà costruttivo-strutturali e del danneggiamento occorso ad un “sistema in aggregato”.

Il fine ultimo di tale approccio è quello di garantire un’adeguata omogeneità di intervento, evitando che interventi frammentari si affastellino in un “assemblaggio” di strutture e tecniche di rinforzo applicate alle diverse parti, senza una comprensione di fondo ed una regia comune.

A differenza del lessico comunemente usato nelle Normative tecniche, le presenti Linee Guida vedono come oggetto principale l’aggregato, inteso come *unicum*, e non l’edificio, definito *Unità Strutturale Omogenea*, che è viceversa inteso come sua sotto-unità.

Nel caso di aggregati particolarmente complessi ed estesi, ferma restando la necessità di intervenire in modo unitario, si può ricorrere ad una suddivisione in stralci, ovvero *Unità Minime di Intervento* (UMI), nel rispetto dei vincoli e delle specifiche fornite al riguardo dalla citata Ordinanza 3820 (art.7, comma 5) e dalla Circolare 2 febbraio 2009 n. 617, nell’appendice C.8.A.3 *Aggregati edilizi*.

Passo propedeutico all’eventuale operazione di stralcio è la identificazione degli edifici riconoscibili, nell’ambito dell’aggregato.

Tale operazione non è sempre univoca, specialmente nel caso dei sistemi in muratura tipici dei tessuti storici. L’Unità Strutturale Omogenea deve comunque avere continuità da cielo a terra, così da contenere al suo interno il flusso delle tensioni dovute ai carichi verticali, e, di norma, sarà delimitata o da spazi aperti, o da giunti strutturali, o da edifici contigui costruiti con tipologie costruttive e strutturali diverse. Ai fini della sua identificazione dovrà inoltre essere tenuta in considerazione l’unitarietà del comportamento strutturale nei confronti delle azioni dinamiche, oltre che di quelle statiche.

L’Unità Minima di Intervento si configura pertanto come una porzione di aggregato, costituita da una o più Unità Strutturali Omogenee (edifici), che sarà oggetto di intervento unitario, nel rispetto di una corretta modellazione degli aspetti di interazione strutturale tra la parte stralciata e quella posta in adiacenza, esterna alla UMI. La scelta ottimale delle UMI sarà tale da minimizzare le reciproche interazioni sotto l’effetto dell’azione sismica.

In linea con quanto già enunciato dalle precedenti *Linee Guida per gli interventi di miglioramento sismico degli edifici in aggregato nei centri storici* (ReLUIS 2009) viene inoltre definita la *Unità Minima di Analisi* quella porzione di aggregato, generalmente più ampia della UMI in oggetto (comprendente solitamente alcune Unità Strutturali adiacenti alla UMI), da includere quindi nella fase conoscitiva e di diagnosi del danno sismico e della vulnerabilità, in modo da poter valutare eventuali effetti di interazione, come ad esempio la spinta di sistemi voltati, la presenza di carichi (verticali o orizzontali) provenienti da solai o da pareti di Unità strutturali adiacenti alla UMI.

La metodologia esposta nel capitolo che segue, per quanto attiene alle fasi conoscitive, è pertanto rivolta all’aggregato nella sua interezza o viceversa quanto meno alle Unità di Analisi (UA) relative alla UMI in oggetto.

È opportuno precisare che l’operazione di suddivisione in UMI dovrebbe avvenire, auspicabilmente, a valle del rilievo geometrico, in modo da rendere l’eventuale operazione di stralcio basata su criteri quanto più possibile legati al comportamento strutturale.

2.1. Identificazione dell'aggregato: contesto ambientale ed urbano

Il primo passo nel percorso di conoscenza dell'aggregato consiste nella corretta e univoca identificazione dell'organismo e nella sua localizzazione nel territorio o nell'ambito del centro urbano di cui fa parte.

L'identificazione avviene attraverso quattro parametri fondamentali: numero di aggregato assegnato dal Comune, denominazione del bene, toponomastica (incluse le coordinate geografiche), dati catastali. Devono essere specificati inoltre i riferimenti di tutti i proprietari e le attuali destinazioni d'uso.

A ciò si deve aggiungere almeno uno stralcio planimetrico (estratto di mappa della planimetria catastale o altro) della zona in oggetto in cui si evinca una chiara perimetrazione dell'aggregato in questione. Eventuale ulteriore cartografia e documentazione disponibile a corredo di quanto sopra menzionato (ad esempio decreti e carte dei vincoli: artistici, ambientali) si rende necessaria al fine di evidenziare la presenza di edifici oggetto di vincolo.

Inoltre la cartografia tematica, costituita ad esempio da carta morfologica, geologica, idrogeologica, se disponibile costituirà una valida base per inquadrare la tipologia dei rischi a cui l'aggregato è potenzialmente esposto, tra cui quello sismico.

In coda al presente documento è contenuta un'appendice grafica (Appendice A), ove sono illustrate in modo sistematico alcune immagini esemplificative relative alla documentazione grafica da produrre nella fase conoscitiva.

La morfologia del sito ad esempio, può condizionare lo sviluppo urbanistico di un centro urbano conducendo a diverse possibili scelte costruttive, e di rimando a fattori di vulnerabilità specifici.

Ad esempio nel caso di aggregati a schiera su siti in pendio, si può rintracciare una disposizione lungo le curve di livello o viceversa lungo l'asse di massima pendenza, attraverso un'articolazione degli edifici a gradonata. Ne consegue che la morfologia condiziona oltre che il sistema costruttivo (ad esempio nei riguardi delle direzioni dei muri di spina oppure dell'inserimento di contrafforti), anche il comportamento strutturale e di conseguenza i possibili meccanismi di collasso attivabili in caso di sisma.

2.2. Ipotesi sulla formazione ed evoluzione dell'aggregato

L'analisi sulle trasformazioni dell'aggregato nel corso del tempo rappresenta un passo indispensabile per inquadrare eventuali precarietà strutturali o viceversa elementi o soluzioni strutturali, avvenute in epoche diverse, efficaci dal punto di vista della risposta sismica.

La ricostruzione della storia costruttiva dell'aggregato, ossia del processo di edificazione e aggregazione nonché delle successive modificazioni occorse nel tempo, costituisce un passo obbligato anche ai fini di una corretta individuazione del sistema resistente.

Tale fase è volta a ricostruire o ad ipotizzare la successione cronologica delle fasi costruttive delle diverse porzioni, al fine di individuare gli elementi originari e gli elementi realizzati a seguito del progressivo intasamento degli spazi urbani e, di conseguenza, le zone di possibile discontinuità strutturale e disomogeneità del materiale, sia in pianta che in alzato.

Le analisi della evoluzione morfologica dell'aggregato sono svolte partendo da evidenze direttamente osservabili sul campo, basate essenzialmente sulla ispezione visiva dell'aggregato, avvalorate da un esame della cartografia catastale e storica appartenente ad epoche diverse in grado di documentare lo sviluppo processuale dell'edilizia di base (aggregazioni sulle mura urbane, aggregazioni su pendii naturali o ricavati da sbancamenti o riempimenti, ecc.).

Tali ipotesi o ricostruzioni possono essere formulate oltre che sulla base di evidenze direttamente osservabili sul campo, anche e soprattutto attraverso un lavoro di disamina di carte catastali e storiche appartenenti ad epoche diverse, in grado di documentarne il processo di trasformazione.

Questo tipo di ricerca ha finalità non solo di tipo storico e documentario, ma anche e soprattutto strutturali. Un esempio è dato dal processo di intasamento progressivo degli spazi urbani, strettamente connesso alla presenza o assenza di ammorsature tra le pareti di facciata. Nel caso, ad esempio, di cellule di saturazione del tessuto urbano (caso C, Figura 1), ovvero unità edilizie realizzate tra altri edifici già esistenti sfruttandone le pareti laterali ed edificando i soli muri di facciata e retro, la vulnerabilità di tali pareti esterne risulta generalmente molto elevata in assenza di ammorsature con le strutture adiacenti preesistenti. Viceversa la presenza di porzioni o appendici aggiunte in epoca successiva (corpi aggiunti, sopraelevazioni, sostituzioni di orizzontamenti, ecc.) può altresì costituire elemento di vulnerabilità specifica e di attivazione di meccanismi di collasso critici in caso di sisma.

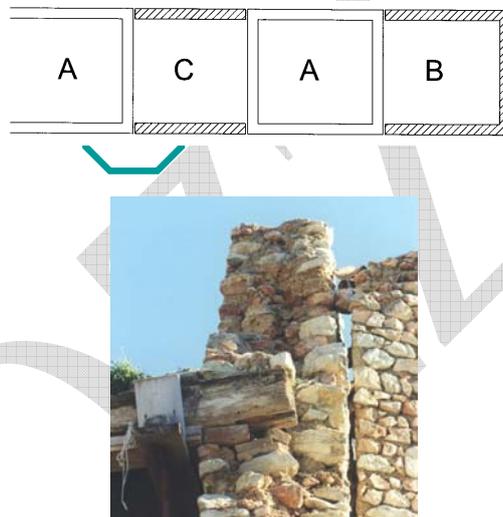


Figura 1: *Cellule di saturazione del tessuto edilizio (caso C, sopra) e conseguente assenza di ammorsamenti con i setti laterali (foto sotto)*

Anche il cambiamento delle destinazioni d'uso intercorse nel tempo, se documentate, può aiutare a ricostruire la cronistoria del manufatto, così da giungere ad inquadrare le più significative alterazioni strutturali apportate in passato.

L'analisi dell'evoluzione funzionale costituisce anche un importante strumento per interpretare i segni di dissesto visibili o documentati, e valutare la compatibilità delle destinazioni d'uso previste con le caratteristiche strutturali dell'edificio, in relazione alla sua risposta sismica.

2.3. Rilievo geometrico

Il primo passo propedeutico alla conoscenza dell'impianto strutturale di edifici esistenti in aggregato deriva dalla fase di rilievo geometrico. Proprio in virtù delle peculiarità costruttivo-strutturali degli edifici in aggregato, quest'ultimo non deve limitarsi ai confini del "singolo" edificio, ma deve essere riferito all'aggregato nel suo complesso, o alle UA in cui esso è stato preliminarmente suddiviso. Il rilievo geometrico deve pertanto contenere tutti quegli elementi necessari a rappresentare l'articolazione, plano-altimetrica degli elementi costitutivi

l'aggregato. Nel caso di aggregati edilizi, questa fase risulta particolarmente preziosa per mettere in luce l'articolazione spaziale-topografica di edifici in aderenza.

Il rilievo geometrico dovrà privilegiare l'individuazione dell'esatta posizione delle pareti strutturali ad ogni piano, anche in riferimento al piano sottostante, e l'esatta determinazione dello spessore di queste ultime.

La scala ottimale di rappresentazione è l'1:100, fermo restando che per aggregati di piccole dimensioni può essere opportuno adottare una scala di maggior dettaglio (1:50). In tal modo la geometria di tutti gli elementi qualificanti la distribuzione degli spazi, la dimensione degli apparati portanti e non portanti (setti, divisori), il profilo e le dimensioni degli orizzontamenti e dei collegamenti (volte, solai, coperture, scale), nonché la presenza di peculiarità specifiche (come nicchie, cavità, canne fumarie, ecc.) possono essere evidenziati.

Notoriamente, e particolarmente in aggregati storici, le difficoltà del rilievo geometrico sono legate all'accessibilità di alcuni spazi, quali sottotetti, cantine, nonché alla semplice "ipotesi" di cavità o spazi al di sotto degli stessi. Nella maggior parte dei casi si riesce a sopperire alla impossibilità di accesso acquisendo, come spazi di risulta, le informazioni necessarie dal rilievo delle strutture adiacenti. In caso di situazioni di particolare rilevanza possono essere utilizzate tecniche integrative (endoscopie, termografie, georadar, ecc.), i cui risultati andranno opportunamente ed accuratamente interpretati.

Poiché il rilievo geometrico costituirà la base di partenza dalla quale sviluppare il modello di calcolo, tutte le informazioni necessarie a tale scopo dovranno essere adeguatamente rilevate e rappresentate. Tra queste l'altezza delle aperture (porte, nicchie finestre), quota di imposta degli orizzontamenti e dei sistemi voltati, e tutti i dati utili per una definizione quanto più corretta delle masse degli elementi e dei carichi gravanti.

La rappresentazione dei risultati del rilievo verrà effettuata attraverso piante, alzati e sezioni e possibilmente anche mediante rappresentazioni tridimensionali (anche in forma schematica) estremamente utili ai fini di una corretta comprensione dell'articolazione degli spazi e delle varie unità strutturali, nonché propedeutiche alla successiva interpretazione critica del rilievo geometrico. A corredo e completezza degli elaborati di rilievo geometrico sarà allegata una adeguata documentazione fotografica.

La lettura critica del rilievo geometrico, unita allo studio dei risultati dell'analisi dell'evoluzione diacronica dell'aggregato, è finalizzata a mettere in luce alcuni aspetti condizionanti la vulnerabilità sismica dell'aggregato o della Unità di Analisi in oggetto. La lettura attenta degli elaborati di rilievo fornisce già di per sé preziose indicazioni, ed è volta ad individuare le connessioni spaziali fondamentali tra i vari elementi costitutivi l'aggregato (unità edilizio-strutturali), con particolare attenzione ai meccanismi di giustapposizione, sovrapposizione e rifusione edilizia. In particolare, gli aspetti su cui verterà questa fase si configurano come:

- il meccanismo di trasformazione tipologico: identificazione delle unità edilizie originarie, loro ampliamento, trasformazione o rifusione;
- la formazione di spazi di risulta interni all'aggregato, come la disposizione e la gerarchia dei cortili (con accesso diretto o da androne) nonché il posizionamento di eventuali corpi scala esterni;
- i rapporti spaziali elementari delle singole cellule murarie e i rapporti di regolarità e modularità ai diversi piani (ciò consente di distinguere le cellule originarie da quelle dovute a processi di saturazione degli spazi aperti);
- l'allineamento delle pareti, l'ortogonalità rispetto ai percorsi viari, le rotazioni e le intersezioni degli assi delle pareti (ciò aiuta ad identificare le pareti in relazione alla loro contemporaneità di costruzione e quindi a definire il loro grado di connessione);
- i disassamenti e le rastremazioni delle pareti in verticale, l'affiancamento di pareti, i muri poggianti "in falso" sui solai sottostanti, lo sfalsamento di quota tra solai contigui (ciò

- fornisce indicazioni sia per ricercare possibili fonti di danno in rapporto ai carichi verticali e sismici, sia per affinare l'interpretazione dei meccanismi di aggregazione);
- la forma e la posizione delle bucatore nei muri di prospetto: allineamento in orizzontale e in verticale, simmetria, ripetizione (ciò consente di determinare le zone di debolezza nel percorso di trasmissione degli sforzi, nonché di rivelare le modificazioni avvenute nel tempo).

2.4. Rilievo costruttivo-strutturale

Partendo dal rilievo geometrico si procederà alla identificazione dello schema strutturale resistente, descrivendo puntualmente ogni elemento della struttura esaminata. Al rilievo costruttivo-strutturale devono essere dedicati elaborati grafici (e descrittivi) specifici, che prendano in esame in modo sistematico elementi costruttivi come murature, orizzontamenti e coperture, connessioni ed eventuali presidi di rinforzo.

Questo obiettivo può essere perseguito mettendo a punto abachi di riferimento per i diversi elementi strutturali nei quali siano dettagliatamente raffigurati e sintetizzate le caratteristiche delle varie componenti strutturali rilevate sul campo, ed associando a ciascuna di esse una adeguata simbologia, che sarà riportata nelle planimetrie.

Particolare attenzione dovrà essere prestata ai seguenti elementi costruttivi:

- a) apparecchiature murarie: la disamina dei diversi tipi di apparecchiature presenti dovrà avvenire possibilmente non solo sulla base del materiale e del tipo di finitura del paramento secondo classificazioni standard (mattoni, pietra-squadrata, sbazzata, a spacco, ciottoli, mista; a paramento unico, a due o più paramenti, ecc.), ma anche entrando nel merito della qualità della apparecchiatura in relazione al grado di coesione trasversale che la stessa (in virtù della sua tessitura interna) è in grado di offrire. Gli abachi delle apparecchiature murarie dovrebbero quindi predisporre una gerarchia delle stesse secondo criteri legati alla qualità meccanica e non in base alla semplice tipologia di paramento. Nelle piante si assocerà a ciascuna parete portante la tessitura corrispondente tra quelle incluse nell'abaco. Ciò consentirà una lettura immediata non solo della qualità muraria mediamente presente, ma anche del livello di omogeneità strutturale, aspetto di grande rilievo nella riposta sismica. Inoltre, come meglio specificato al § 2.7, tali informazioni dovranno essere integrate tramite la caratterizzazione meccanica dei materiali attraverso opportune indagini e prove sperimentali.
- b) qualità del collegamento tra pareti verticali (ammorsamento nei cantonali e nei martelli, catene, ecc.): nelle piante si metteranno in luce i casi in cui i collegamenti tra pareti ortogonali siano assenti e pertanto vadano potenzialmente migliorati in fase di progetto.
- c) elementi di discontinuità della maglia muraria determinati da cavedi, canne fumarie, ecc.
- d) tipologia degli orizzontamenti e delle volte. Parimenti a quanto detto per le apparecchiature murarie, alle tipologie di orizzontamento e copertura dovrebbero essere dedicati abachi di riferimento che sintetizzino le caratteristiche costruttive di ciascun sistema presente, con particolare riferimento alla loro rigidità nel piano. Gli elaborati grafici dovranno contenere il richiamo alla tipologia adottata ed indicare il verso di tessitura del solaio, elemento di grande importanza in caso di sisma.
- e) tipologia dei sistemi di copertura. Similmente a quanto descritto per gli orizzontamenti, la disamina dei vari sistemi di copertura potrà essere affrontata mediante la predisposizione di abachi sintetici dai quali emerga, in modo chiaro, l'eventuale effetto spingente di ciascun sistema costruttivo adottato.
- f) qualità e tipologia dei sistemi di collegamento tra orizzontamenti (solai, volte e coperture) e pareti ed eventuale presenza di presidi di rinforzo quali catene o cordolature. Tali elementi andranno evidenziati tramite apposita simbologia nelle piante, onde mettere in luce le

porzioni di struttura potenzialmente collegate e trattenute nei confronti dell'azione sismica o di strutture spingenti come volte.

- g) tipologia ed efficienza strutturale degli architravi al di sopra delle aperture;
- h) tipologia ed efficienza strutturale delle murature sottofinestra;
- i) presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare o contrastare eventuali spinte (esempio: speroni);
- l) presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
- m) tipologia delle fondazioni (mediante abachi).

Il rilievo costruttivo-strutturale deve, in definitiva, consentire di identificare e localizzare quegli elementi che possono influenzare il comportamento meccanico della costruzione, così da identificare la regola costruttiva locale ed evidenziare le precarietà e le alterazioni del costruito in oggetto. Tale disamina consente anche, tra l'altro, l'attribuzione dei pesi propri e dei carichi gravanti su ogni elemento della costruzione.

Il rilievo costruttivo-strutturale può avvalersi anche dei risultati derivanti da verifiche puntuali, come saggi o prove dirette, mirate a chiarire aspetti costruttivi che il solo rilievo tradizionale, seppur di dettaglio, a volte non riesce ad appurare: a tali verifiche puntuali è dedicato il § 2.7.1.

2.5. Rilievo dello stato di danno, dei dissesti e del degrado

Il rilievo del quadro fessurativo risulta di estrema importanza per definire eventuali criticità presenti, imputabili a carenze del sistema strutturale nei confronti di azioni ordinarie statiche o nei confronti dell'azione sismica.

La presenza di un dissesto preesistente, imputabile a cause di natura statica (come cedimenti fondali, fuori piombo, carenze locali delle murature, tensioni eccessive) costituisce un elemento di vulnerabilità sismica aggiuntivo, in quanto il quadro fessurativo associato al dissesto può determinare un percorso preferenziale per le lesioni, e favorire, in caso di sisma, l'attivazione di meccanismi di collasso specifici.

Anche il degrado, in quanto forma di deperimento ed alterazione fisico-meccanica dei materiali costituenti, rappresenta una potenziale causa di vulnerabilità che, in caso di evento sismico, può condizionare la risposta sismica del fabbricato: il rilievo, in questo caso, può essere limitato alla individuazione delle sole forme di alterazione che possono avere un impatto significativo sul comportamento degli elementi strutturali (ad esempio: testata delle travi in fase di marcescenza).

Quando i segni di dissesto sono imputabili all'azione sismica, il rilievo del quadro fessurativo, associato alla lettura critica dell'aggregato sotto il profilo costruttivo e strutturale, consentiranno di formulare delle prime ipotesi qualitative sulle cause che hanno ingenerato il dissesto.

Il quadro fessurativo dovrà essere rilevato e rappresentato in modo tale da consentire la disamina del dissesto per le varie componenti strutturali (pareti, orizzontamenti, volte, copertura). Le lesioni saranno classificate secondo il loro andamento (lesioni verticali, diagonali, paraboliche e così via) nonché in relazione alla loro entità (estensione, ampiezza), andranno inoltre adeguatamente rappresentate eventuali tipologie di dissesto specifico associate a forme di distacco, rotazione, scorrimento, spostamenti fuori dal piano dei vari elementi strutturali.

In maniera simile le deformazioni andranno classificate secondo la loro natura (evidenti fuori piombo, abbassamenti, rigonfiamenti, spancamenti, depressioni nelle volte, ecc.) e graficizzate in modo adeguato.

Questa prima lettura del danno fornisce un quadro sintetico del dissesto e di tutti gli elementi necessari per poter formulare un giudizio sulle cause che lo hanno generato, come discusso nei

paragrafi che seguono, attraverso prime valutazioni di carattere qualitativo. Al rilievo del danno (specialmente nel caso in cui sia conseguente ad un evento sismico), che rappresenta in una prima fase un mero accertamento del quadro fessurativo non ancora associato ad una precisa risposta strutturale, segue la sintesi interpretativa del comportamento esibito dal fabbricato e l'identificazione dei meccanismi di collasso attivati: tale operazione è sintetizzata nella fase di diagnosi illustrata al capitolo 3.

Inoltre, la lettura del danno può essere utile a finalizzare la successiva fase diagnostica (metodologie e tecniche di indagine, posizioni nelle quali effettuare le prove) e fornire informazioni sul meccanismo di accrescimento diacronico dell'aggregato nonché sulle sue caratteristiche strutturali e costruttive.

2.5.1. Analisi del danno storico, degli interventi precedenti e dei loro effetti

L'interpretazione delle cause di dissesto, sulla base degli elaborati di rilievo del danno illustrati nel paragrafo precedente, deve possibilmente essere preceduta da una ricognizione del danno storicamente documentato nell'aggregato (o nella porzione in oggetto), occorso a seguito di eventi sismici pregressi o a problematiche di natura statica già in precedenza manifestatesi.

Ai fini della comprensione del danno osservato, è importante anche individuare la natura degli eventuali interventi di consolidamento realizzati a seguito di tali eventi, la loro localizzazione e gli elementi strutturali coinvolti, il periodo di realizzazione e la verifica della loro efficacia nel tempo.

Il reperimento di questa documentazione può avvenire presso gli uffici tecnici del Comune di appartenenza o, ad esempio nel caso di danni sismici, attraverso materiale documentario fotografico in possesso dei proprietari.

Queste informazioni possono essere molto utili per confrontare il danno verificatosi a seguito dell'ultimo evento con quello storico documentato.

2.6. Rilievo degli elementi di interesse storico-artistico e del relativo danno

La presenza di elementi di interesse storico artistico all'interno di un aggregato determina una serie di implicazioni aggiuntive di natura costruttivo-strutturale in quanto, per i motivi ampiamente esposti ai paragrafi precedenti, tali manufatti sono stati oggetto in passato di trasformazioni spesso incongrue e rifusioni con gli edifici attigui che, oltre ad intaccarne l'originale configurazione, hanno creato interconnessioni di tipo strutturale, per cui spesso è impossibile intervenire su tali costruzioni come se fossero avulse dal resto dell'aggregato.

Pertanto, nei casi in cui l'aggregato in oggetto includa elementi di interesse storico artistico, presumibilmente soggetti a vincolo, si dovrà valutare se ed in che misura sia opportuno, da un punto di vista strutturale, operare uno stralcio dell'aggregato associando al manufatto in oggetto una specifica Unità Minima di Intervento, o se, al contrario, questo richieda di essere trattato nell'ambito di una UMI più estesa, a causa delle interconnessioni strutturali con gli edifici ordinari attigui.

L'iter metodologico da seguire nel caso di elementi di interesse storico artistico non è dissimile da quello sinora affrontato, e comunque oggetto di trattazione specifica nel Capitolo 4 delle *Linee Guida Patrimonio Culturale*, al quale si rimanda.

L'elemento che contraddistingue tali edifici dall'edilizia storica ordinaria, e che li rende solitamente oggetto di tutela, è il valore intrinseco ad essi associato, legato alla presenza di particolari elementi di interesse culturale. Da ciò deriva che il rischio sismico associato debba tener conto anche del loro valore culturale. La presenza di elementi di interesse storico artistico, la cui tutela si aggiunge alle tipiche finalità di sicurezza strutturale e salvaguardia della vita, comporta in generale variazioni nell'azione sismica di progetto da considerare in sede di verifica, come meglio specificato al § 3.2.

L'iter metodologico di conoscenza dovrà pertanto prevedere l'approfondimento, in termini di conoscenza (documentaria e/o rilievo diretto), di quegli aspetti o elementi che determinano la presenza del vincolo.

Il rilievo di stucchi, affreschi, decorazioni ed elementi non strutturali, utile ai fini dell'individuazione del bene e della sua rilevanza, deve essere svolto con apposite indagini, finalizzate anche alla precisa conoscenza della geometria degli elementi architettonici e strutturali.

L'identificazione degli elementi di pregio e del danno da essi subito deve essere eseguita per determinare come tali elementi condizionino il livello di rischio ed al contempo per definirne, oggettivamente, il valore storico-artistico estrinseco (nei riguardi dell'aggregato, edificio, ambiente) ed intrinseco (proprio del bene).

In relazione al rilievo del danno, appare opportuno distinguere il caso in cui il bene artistico sia strettamente connesso agli elementi strutturali da quello in cui si possa assumere un comportamento pressoché indipendente. Nel primo caso, l'assegnazione della gravità del danno al bene artistico non è necessariamente attribuita con i medesimi criteri seguiti per quello del danno all'elemento strutturale: un danno significativo al bene artistico può occorrere anche in presenza di un moderato livello di danno nell'elemento strutturale cui esso è solidale. Esistono poi situazioni nelle quali il danno agli apparati decorativi può verificarsi anche in assenza di un danno strutturale (ad esempio, stucchi di notevole spessore e insufficientemente collegati alla struttura) o viceversa (apparati non completamente vincolati e quindi in grado di assecondare lesioni e deformazioni strutturali): tutti questi casi dovranno essere attentamente analizzati e valutati in modo da scongiurare perdite di qualsivoglia valore culturale.

L'analisi degli elementi di interesse storico-artistico dovrà essere utilizzata per l'individuazione di possibili zone di sacrificio dove realizzare, nell'impossibilità di alternative, eventuali indagini distruttive o debolmente distruttive e localizzare eventuali interventi di rinforzo; infine dovrà avere lo scopo di individuare quegli elementi che hanno situazioni di danno tale da ipotizzarne e valutarne il sacrificio (perdita definitiva), la riproposizione, il recupero, la delocalizzazione, la valorizzazione rispetto al rapporto economico "costo-benefici".

2.7. Indagini per la caratterizzazione meccanica dei materiali e delle strutture

La fase di indagine sulla caratterizzazione dei materiali rappresenta un passo fondamentale nel percorso conoscitivo dell'aggregato nonché per focalizzarne anche le tecniche di intervento più idonee. Data l'estrema variabilità delle componenti strutturali che connotano l'edilizia storica degli edifici in aggregato, un piano sistematico di indagini distruttive o debolmente distruttive può non essere attuabile, sia per il livello di invasività di tali tecniche che, non per ultimo, l'impegno economico che un tale piano comporterebbe. Al fine di limitare al massimo l'impatto delle indagini, oltre alla conoscenza delle vicende costruttive del manufatto in esame, è fondamentale avere un'approfondita consapevolezza delle caratteristiche strutturali dei manufatti nell'area e nei diversi periodi storici, in modo tale da poter fare ricorso a caratteristiche desumibili dalla regola dell'arte.

Si ritiene pertanto opportuno raccomandare l'utilizzo di tecniche di diagnostica visive e non distruttive, mirate alla classificazione tipologica degli elementi strutturali e in particolare al riconoscimento delle apparecchiature murarie, e di utilizzare tecniche più sofisticate e distruttive nei casi in cui tale metodo non sia sufficientemente esaustivo, come quando si voglia approfondire in modo particolare la capacità portante di un elemento strutturale, per esigenze legate alla calibratura del modello analitico.

Il piano delle indagini, visive o strumentali, è comunque parte integrante del processo conoscitivo, passo fondamentale per la definizione delle proprietà meccaniche da impiegarsi nelle successive fasi di verifica della sicurezza e progetto.

Per una trattazione sistematica e dettagliata dei vari tipi di prove (non distruttive, debolmente distruttive e distruttive), si rimanda alle recenti Linee Guida per le “Modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione/miglioramento/ricostruzione di edifici inagibili” (DPC, Reluis, et al. 2010).

2.7.1. *Diagnostica visiva*

Il rilievo visivo, affiancato in taluni casi ad alcune indagini strumentali, può consentire di giungere ad una buona conoscenza e ad un giudizio sulla qualità degli elementi costruttivi, dei materiali e del loro degrado e, in generale, dei fattori che possono influenzare il comportamento strutturale.

Le verifiche di tipo tradizionale sono basate essenzialmente sulla ispezione visiva diretta consentita da piccoli smontaggi localizzati (stonacature, pozzetti, rimozione di qualche pietra, ecc.) che consentono di esaminare le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, come il grado di ammorsamento tra muri ortogonali, la superficie di appoggio dei solai nelle pareti. Tali tecniche non invasive possono essere integrate, all’occorrenza, da ulteriori verifiche specialistiche più sofisticate (termografia, georadar, prove soniche, ecc.), che possono risultare particolarmente utili per valutare la omogeneità ad esempio dei paramenti murari.

La scelta del numero, della tipologia e della localizzazione delle verifiche da effettuare è di grande importanza. Per una corretta conoscenza esse dovrebbero essere realizzate in modo diffuso e sistematico, così da avere una visione chiara delle proprietà meccaniche dei vari elementi strutturali presenti nell’Unità di Analisi, ma non prescindendo da attente valutazioni sul loro impatto, da considerazioni di tipo economico e da una stima della loro utilità in relazione alle analisi e al progetto dell’intervento.

Requisito minimo ed imprescindibile per il conseguimento di un qualunque livello di conoscenza deve essere ritenuto l’identificazione della tipologia e della tessitura muraria. Questa fase prevede una prima analisi delle caratteristiche geometriche degli elementi costitutivi (dimensioni, finitura), una disamina delle caratteristiche materiche (fisico meccaniche) ed infine una valutazione della modalità di assemblaggio.

Una corretta e completa valutazione della qualità muraria prevede l’analisi non solo dei paramenti (interno ed esterno), ma anche e soprattutto del livello di connessione trasversale nello spessore murario.

Nel caso dei paramenti, allorché intonacati, si potrà procedere ad una stonacatura localizzata, limitata ad un tratto sufficientemente ampio (generalmente è sufficiente 1mx1m) da poter leggere il tipo di tessitura (forma, dimensione e assemblaggio degli elementi resistenti). Tale operazione va condotta anche in prossimità delle connessioni murarie, per verificare la presenza di ammorsature.

A meno che non siano presenti porzioni murarie crollate o parzialmente disgregate, che rappresentano sempre una ottima occasione per osservare le modalità di assemblaggio interne dell’apparecchio murario, l’analisi della sezione trasversale può essere fatta eseguendo piccoli saggi localizzati, attraverso la rimozione di qualche pietra.

L’esame della qualità muraria ha come finalità principale quella di formulare un giudizio complessivo sulla capacità meccanica portante dell’apparecchiatura in esame, sia nei confronti di carichi gravitazionali, sia nei confronti del terremoto. La qualità muraria, infatti, influenza in modo determinante la tipologia di danneggiamento in caso di sisma. Murature di cattiva qualità, connotate da uno scarso ingranamento interno e bassa coesione, cedono sotto l’effetto sismico, normalmente per disgregazione interna, prima ancora di poter sviluppare un meccanismo di collasso, la cui attivazione, tipicamente, richiede livelli più alti dell’accelerazione sismica.

I requisiti essenziali in grado di definire una buona qualità muraria risultano, in sintesi, essere:

1. forma, tipologia e dimensione degli elementi impiegati nella tessitura;
2. disposizione regolare e pressoché orizzontale dei ricorsi (o, in alternativa, la presenza di listature a passo regolare);
3. sfalsamento dei giunti ed elementi di rinzeppo (nel caso di elementi non regolari);
4. presenza di elementi trasversali (diatoni o semidiatoni) di collegamento interno tra i paramenti murari;
5. qualità e consistenza delle malte e loro stato di conservazione.

Considerata la notevole varietà di materiali e tecniche presenti nel nostro paese, derivante da tecniche costruttive fortemente connotate da un punto di vista geografico, l'analisi delle apparecchiature murarie dell'aggregato (o sua porzione) in esame non può essere effettuata semplicemente ricorrendo a "tipologie" murarie standard ("muratura a sacco", "muratura in pietra squadrata" e così via). Queste andranno calate nella realtà costruttiva in esame, mediante un rilievo di dettaglio, definendone il grado di aderenza alla regole dell'arte locale, cui sarà opportuno fare riferimento per esprimere un giudizio sintetico di qualità.

Alle apparecchiature murarie rilevate in situ è possibile associare dei valori di riferimento delle caratteristiche meccaniche (resistenza a compressione, taglio, modulo di elasticità normale e tangenziale e peso specifico), secondo quanto predisposto dalla citata Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 in funzione del livello di conoscenza conseguito (§C8A.1.A.4).

Nel caso specifico, la diagnostica visiva descritta nel presente paragrafo è associata a livelli di conoscenza minimi (LC1), definiti da *verifiche in situ limitate ai dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate alle proprietà dei materiali*. Per tale livello vengono indicati dalla stessa Circolare i criteri, a favore di sicurezza, di scelta e/o combinazione tra i valori di riferimento dei parametri meccanici riportati in Tabella C8A.2.1 per le più comuni tipologie murarie. Tali parametri possono essere particolarizzati, in funzione delle peculiarità dei singoli apparecchi murari, attraverso i coefficienti correttivi riportati nella tabella C8A.2.2.

2.7.2. Diagnostica strumentale

In alcuni casi la modellazione del comportamento strutturale, specie nei riguardi dell'azione sismica, richiede la conoscenza di parametri meccanici di deformabilità e resistenza dei materiali.

Le tecniche diagnostiche non distruttive di tipo indiretto, quali prove soniche ed ultrasoniche, consentono di integrare le analisi visive descritte al punto precedente, relativamente ad alcuni aspetti come quello della valutazione dell'omogeneità dei parametri meccanici nelle diverse parti della costruzione. Esse sono in grado ad esempio di rilevare la presenza di elementi di connessione trasversale (diatoni o semidiatoni) evitando la realizzazione di scassi locali. Si rivelano quindi particolarmente utili nei casi in cui l'integrità della parete debba essere salvaguardata (come ad esempio nel caso di pareti affrescate). Il limite di tali metodi è che essi non sono in grado di fornire stime quantitative sufficientemente attendibili dei valori di parametri meccanici, in quanto questi possono solo essere desunti per via indiretta dalla misura di altre grandezze (ad esempio la velocità di propagazione di onde di volume).

Il §2.4.1.1. delle citate Linee Guida "*Modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione/miglioramento/ricostruzione di edifici inagibili*" descrive nel dettaglio le modalità esecutive di tali prove; a queste si rimanda per una trattazione specifica sull'argomento.

La misura diretta dei parametri meccanici della muratura, in particolare di quelli di resistenza, non può essere eseguita, quindi, se non attraverso prove, seppur debolmente, distruttive, anche su porzioni limitate. Le calibrazioni di prove non distruttive con prove distruttive possono essere utilizzate per ridurre l'invasività delle indagini di qualificazione e valutare l'omogeneità dei parametri meccanici nelle diverse parti della costruzione.

Per quanto riguarda le proprietà fisico-chimiche dei materiali costituenti gli elementi lapidei, i mattoni e le malte, queste possono essere acquisite mediante prove in laboratorio di campioni rappresentativi prelevati in sito.

L'analisi delle malte (§2.4.1.2-§2.4.1.3 delle citate Linee Guida) acquista importanza allorché la capacità portante del muro e la sua resistenza a taglio non siano affidate, per l'irregolarità dei suoi elementi, ad un legame di tipo attritivo, ma alla funzione legante delle stesse. Su queste ultime i tipi di prove che possono essere eseguite sono:

a) prove in sito non distruttive (prove sclerometriche e penetrometriche);
b) analisi chimiche di caratterizzazione (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato, livello di carbonatazione, ecc.), su campioni prelevati in situ in profondità (ad almeno 5-6 cm di profondità nello spessore murario), in modo da non essere affette da fenomeni di degrado superficiale, per la caratterizzazione della malta.

Sugli elementi resistenti (pietre e mattoni) può essere significativo condurre prove per la determinazione di caratteristiche chimiche, fisiche e litologiche. Si possono inoltre eseguire prove meccaniche in laboratorio, quali quelle per la determinazione del modulo elastico e delle resistenze a trazione, flessione e compressione.

Le caratteristiche meccaniche della muratura possono essere desunte dalle proprietà degli elementi costituenti solo nel caso della muratura di mattoni o di elementi naturali squadrati ed a tessitura regolare; in questo caso è possibile fare riferimento alle indicazioni contenute nel paragrafo 4.5 delle NTC2008 o in altri documenti di riconosciuto valore scientifico e tecnico.

Negli altri casi, è possibile far ricorso a metodologie di prova in sito che, per numero e qualità, siano tali da consentire di valutare le caratteristiche meccaniche della muratura:

- per la determinazione dello *stato tensionale* e del *modulo di elasticità normale* (§2.4.2.1 delle citate Linee Guida) e della *resistenza a compressione*:
 - a) martinetto piatto singolo, indagine debolmente invasiva, in quanto eseguita su una porzione limitata di paramento murario, finalizzata alla stima dello stato di tensione locale;
 - b) martinetto piatto doppio, tecnica debolmente distruttiva, in quanto eseguita su una porzione limitata di un paramento murario sottoposto ad una sollecitazione massima corrispondente all'innescò della fessurazione, da realizzare mediante l'esecuzione di tagli di piccole dimensioni, preferibilmente eseguiti nei giunti di malta e quindi facilmente ripristinabili. La prova con martinetto piatto doppio consente anche una stima della *resistenza a compressione*, sebbene sia da tener conto, da un lato, che è bene non spingere il carico oltre la condizione di innescò della fessurazione, per limitare i danni, dall'altro che la stima di resistenza che si ottiene è condizionata dall'aver interessato nella prova una porzione limitata dello spessore della muratura (ciò ha particolare rilievo per le murature a più paramenti).
L'uso dei martinetti piatti, pertanto, deve essere inteso non tanto con la finalità di ricavare una indicazione quantitativa delle proprietà meccaniche da adottarsi direttamente nel calcolo, ma piuttosto per un migliore inquadramento della tipologia muraria.
 - c) prova a compressione su un pannello murario, molto invasiva, coinvolge una porzione rilevante di muratura, dell'ordine del metro, e richiede l'esecuzione di tagli di notevoli dimensioni per l'alloggiamento dei martinetti e spesso di onerose strutture di contrasto. Tale prova andrà pertanto limitata ai soli casi in cui altri tipi di valutazioni e metodologie di indagine non forniscano valutazioni sufficientemente attendibili.
- per la determinazione della *resistenza* e del *modulo a taglio* sono generalmente utilizzabili prove su pannelli secondo due modalità:
 - a) prova di compressione diagonale, su un pannello quadrato;
 - b) prova di compressione e taglio, su un pannello rettangolare di altezza doppia rispetto alla larghezza.

Entrambe queste prove, a causa della notevole invasività, sono in generale da non consigliare, così come quella per la determinazione della resistenza a compressione su pannelli. In particolare, nel caso di edilizia minore, l'esecuzione di tali prove è in molti casi impraticabile, quanto meno in maniera sistematica, per l'impatto che esse possono avere sulla costruzione

Le prove che hanno carattere di notevole invasività e distruttività, laddove possibile eseguirle, possono fornire indicazioni anche per altri aggregati con apparecchi murari di caratteristiche simili.

La caratterizzazione dei sistemi costruttivi, specie quelli murari, dovrà riguardare tutte le tipologie rilevate nell'aggregato (o sua porzione) oggetto di analisi. Con metodologie e tecniche analoghe l'analisi potrà riguardare anche gli orizzontamenti (solai) inclusi i sistemi voltati. In tali casi la capacità portante degli stessi sarà affidata oltre che allo stato di consistenza ed alla qualità dei materiali, anche al dimensionamento degli elementi portanti, la cui verifica in relazione ai nuovi carichi di progetto verrà svolta in sede di analisi strutturale. Si tenga conto, infine, che il numero di prove che generalmente si può eseguire su materiale omogeneo, è molto limitato, e non consente una trattazione statistica dei risultati ai fini di una verifica della sicurezza basata su metodi probabilistici o semi-probabilistici.

Il piano delle indagini deve essere pertanto il frutto di una programmazione attenta e l'interpretazione dei risultati ottenuti inquadrata nell'ambito di un quadro di riferimento tipologico generale, che tenga conto degli esiti delle prove sperimentali disponibili in letteratura e che consenta di valutare, anche in termini statistici, la effettiva rappresentatività dei valori trovati.

I risultati delle prove conseguiti e le relative proprietà meccaniche di resistenza e deformabilità, possono essere messi in relazione ai valori di classificazione delle tipologie più ricorrenti proposti nella Tabella C8A.2.1 della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 (eventualmente modificati secondo i coefficienti correttivi riportati in Tabella C8A.2.2). I valori da utilizzare nel calcolo di resistenza e di deformabilità saranno poi ulteriormente modificati tramite l'utilizzo di Fattori di Confidenza corrispondenti, sulla base del Livello di Conoscenza raggiunto nelle varie fasi di analisi, secondo i criteri descritti nel § C8A.1.A.4 della Circolare stessa. Nel caso di beni di interesse storico-artistico, le citate "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale" forniscono (§ 4.2) una definizione più dettagliata del Fattore di Confidenza, in funzione dei diversi livelli di approfondimento delle indagini svolte, in relazione alle diverse fasi conoscitive.

Quale criterio alternativo o integrativo, e solo nei casi in cui si riscontri una inequivocabile corrispondenza con le caratteristiche tipologico costruttive di altri edifici della zona, si potrà fare riferimento ai risultati ottenuti da prove eseguite su questi ultimi.

Per quel che riguarda i criteri operativi con cui programmare, eseguire ed interpretare i risultati delle indagini, distruttive e non distruttive, sulle strutture è possibile fare riferimento alle "Linee Guida per le modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione/miglioramento/ricostruzione di edifici inagibili" edite da DPC-ReLUIS nel Marzo 2010.

2.8. Documentazione grafica

Gli elaborati grafici e descrittivi relativi alla fase conoscitiva dell'aggregato (o della UA), possono essere sintetizzati nei punti che seguono.

- a) Identificazione dell'aggregato e delle UMI:
 - a.1 stralcio planimetrico dello stato di fatto dell'aggregato con indicazione di tutti i fabbricati presenti (1:500);

- a.2 estratto di mappa della planimetria catastale dell'aggregato (1:1000);
 - a.3 tabella riepilogativa contenente le proprietà, i dati catastali, le destinazioni d'uso;
 - a.4 planimetria dell'aggregato riportante la suddivisione in edifici, come operata nel corso del rilievo dell'agibilità ed i relativi esiti assegnati (1:500; 1:200);
 - a.5 planimetria dell'aggregato nella quale siano evidenziati eventuali beni vincolati (1:500; 1:200);
 - a.6 Copia dei decreti di vincolo di tutti i beni vincolati presenti;
 - a.6 planimetria dell'aggregato nella quale siano perimetrate le eventuali Unità Minime di Intervento (1:500;1:1000).
- b) Formazione ed evoluzione dell'aggregato:
 - b.1 Assonometrie tridimensionali (anche schematiche, fuori scala);
 - c) Rilievo geometrico
 - c.1. Piante, prospetti, sezioni rappresentative quotate (scala ottimale 1:100; 1:50);
 - d) Rilievo costruttivo-strutturale
 - d.1 Piante con indicazione delle tipologie verticali, tessitura dei solai, presidi di rinforzo (1:100);
 - d.2 Eventuali prospetti con campitura delle diverse tipologie murarie (1:100; 1:50);
 - d.3 Sezioni rappresentative globali, con indicazione delle tipologie murarie, dei solai e dei presidi di rinforzo (1:100; 1:50);
 - d.4 Eventuali dettagli costruttivi (1:50; 1:20)
 - e) Rilievo ed interpretazione del danno
 - e.1 Rilievo del quadro fessurativo: Piante, prospetti, sezioni rappresentative (scala ottimale 1:100);
 - e.2 Assonometrie tridimensionali d'insieme con graficizzazione dei meccanismi di collasso attivati (anche fuori scala);
 - e.3 Assonometrie di dettaglio con raffigurazione del meccanismo locale (anche fuori scala);
 - f) Caratterizzazione meccanica dei materiali e delle strutture
 - f.1 Pianta con ubicazione e tipologia delle prove e eseguite (1:200);
 - f.2 Eventuali abachi delle tipologie costruttive ricorrenti nell'aggregato, corredati da parte descrittiva;
 - f.3 Relazione di sintesi contenente i risultati delle prove eseguite;

In Appendice sono illustrati in modo sistematico alcuni elaborati tipo relativi alla fase conoscitiva, in modo tale da costituire un riferimento per quanto concerne le informazioni graficizzate, la grafica, la terminologia adottata.

3. Diagnosi e sintesi interpretativa del rilievo del danno

3.1. Individuazione dei meccanismi di collasso

L'iter di conoscenza sin qui seguito fornisce gli elementi di base per affrontare un riesame critico in particolare del quadro fessurativo visibile, così da giungere ad ipotesi circa la natura e la tipologia del dissesto. Il metodo di analisi esposto ai punti precedenti deve concorrere alla formulazione di ipotesi, preliminari e qualitative, circa i meccanismi di danno critici attivati globalmente e localmente nell'aggregato e le relative potenziali cause di innesco.

La fase di diagnosi e di sintesi interpretativa è dunque in primo luogo finalizzata a ricondurre, quando possibile, il quadro fessurativo rilevato a precisi comportamenti strutturali del fabbricato che possano poi essere analizzati mediante opportuni modelli di calcolo.

In questa accezione il meccanismo di collasso "critico" può quindi essere definito come quel particolare meccanismo, tra i tanti cinematicamente possibili, congruenti con le condizioni di vincolo, che ha determinato l'innesco del danno o il collasso della struttura. In generale la risposta sismica dell'aggregato, o dell'UA, risulta complessa e diverse modalità di danno possono concorrere a definire lo scenario di danno complessivo: pertanto più in generale occorrerà, a partire dal rilievo del danno, individuare tutti i meccanismi e le risposte strutturali che si sono attivate.

L'osservazione e l'analisi del danno sismico occorso in precedenti eventi ha mostrato come sia possibile definire una casistica ricorrente di modalità di danno (come meglio illustrato al §3.2). L'analisi delle specifiche caratteristiche del bene di volta in volta esaminato (ad esempio le specifiche condizioni di vincolo dettate dalla distribuzione e dalla tipologia di connessioni, presidi di rinforzo o contrasto quali incatenamenti, speroni, cordoli, ringrossi murari, etc.) consentirà dunque di selezionare, tra tutti i possibili meccanismi, quelli attivabili o effettivamente attivatisi a seguito dell'evento sismico.

In sintesi il raffronto puntuale tra caratteristiche strutturali d'insieme, quadro fessurativo (danno occorso) e presidi di rinforzo eventuali (vincoli) deve portare all'individuazione (qualitativa) quanto più univoca di un meccanismo tra i vari ritenuti plausibili e rispettosi delle condizioni al contorno.

La verifica, quantitativa, delle ipotesi formulate avviene successivamente, mediante modellazioni analitiche e relative valutazioni della sicurezza strutturale, così da indirizzare in maniera più consapevole la fase dell'intervento. Tuttavia, l'estrema variabilità delle caratteristiche strutturali e dei parametri meccanici che le governano, nonché la loro intrinseca complessità, rendono in qualche misura "convenzionale" il controllo numerico di scenari, la cui aderenza alla realtà è garantita proprio dai metodi semplificati e qualitativi descritti in questo paragrafo. A tale proposito, per stimare l'affidabilità dei risultati ottenuti, può essere utile valutare la loro sensibilità alla variazione dei parametri significativi.

3.2. Principali modalità di collasso e criteri per il loro riconoscimento

In accordo con quanto indicato al precedente §3.1 ed in considerazione della primaria importanza di una corretta comprensione del comportamento strutturale dell'organismo edilizio, è utile richiamare brevemente alcuni aspetti metodologici che riguardano l'individuazione delle più realistiche condizioni critiche e la definizione delle relative modalità di analisi, discusse al §4.3.

Usualmente la risposta sismica degli edifici in muratura è ricondotta all'occorrenza di due modalità di danno fondamentali: i cosiddetti meccanismi di 1° modo, che coinvolgono prevalentemente la risposta fuori piano delle pareti, e i meccanismi di 2° modo, associati invece all'attivazione della risposta nel piano delle stesse. Nel primo caso, il collasso avviene per perdita di equilibrio; nel secondo, la perdita di capacità portante è riconducibile

sostanzialmente a rotture del materiale. In particolare, l'attivazione di meccanismi di 2° modo è generalmente associata alla risposta globale d'insieme esibita dall'intero organismo funzionale, riconducibile a quella dei due elementi strutturali fondamentali che lo compongono e alla loro mutua interazione: le pareti (*elementi strutturali primari preposti a sostenere sia i carichi verticali che quelli orizzontali*) e gli orizzontamenti (*elementi di collegamento tra le pareti, preposti a ridistribuire le azioni tra quest'ultime, in funzione della loro rigidità*). Come noto un buon sistema di collegamento tra le pareti e tra queste e gli orizzontamenti porta alla realizzazione del cosiddetto comportamento "scatolare".

Fatta salva questa premessa nella classificazione delle principali modalità di collasso che possono occorrere nelle strutture in muratura, nel caso delle strutture in aggregato è necessario effettuare alcune considerazioni specifiche.

In effetti come più volte ricordato, i sistemi murari in aggregato risultano nella buona parte dei casi il risultato di una genesi articolata nel tempo, geometricamente piuttosto complessi ed eterogenei nei caratteri costruttivi, il che ne rende molto spesso variamente differenziata tra le diverse parti la risposta al sisma. Inoltre la presenza ricorrente di carenze nel sistema tecnologico e dei vincoli, di solai deformabili (volte, putrelle e voltine o tavelloni, ...), di discontinuità nel sistema resistente e di condizioni di degrado e dissesto anche legate agli effetti di un sisma subito, è tale da rendere in molti casi poco realistica l'analisi della risposta d'insieme dell'intera costruzione, che risulta invece molto sensibile all'attivazione di meccanismi di 1° modo. Questa considerazione è particolarmente significativa per le porzioni di aggregato di estremità e d'angolo. Infatti, seppure in molti casi sia possibile ipotizzare una risposta sismica caratterizzata dall'attivazione di meccanismi di 2° modo nelle zone interne della struttura (più contenute di contro nei riguardi delle azioni fuori piano) per le pareti esterne e per le porzioni geometricamente eccentriche, la possibilità dell'attivazione di meccanismi di 1° modo è particolarmente rilevante. In molti casi infatti, in relazione alle caratteristiche costruttive ed alle soluzioni tecnologiche adottate, gli elementi costituenti il sistema strutturale risultano mal collegati tra di loro, dunque in presenza di azioni ortogonali al piano, le zone più esterne dell'aggregato strutturale, risentono maggiormente di tali carenze, manifestando collassi localizzati. Come già indicato dunque, a seguito di un'attenta analisi derivante da un accurato rilievo geometrico e costruttivo-strutturale, dall'osservazione delle fasi di accrescimento della struttura e individuazione di discontinuità presenti nella compagine muraria, della presenza di presidi antisismici e di un quadro di danno subito, è possibile riconoscere nella struttura muraria porzioni di dimensioni più o meno consistenti, macroelementi, suscettibili di risposta differenziata e di collassi per perdita di equilibrio. Non considerando gli apparati murari con qualità particolarmente scadente, che possono manifestare disgregazioni, si riscontra tra l'altro che le più frequenti cause di collassi sono generalmente legate all'attivazione di meccanismi di 1° modo riguardanti sistemi di macroelementi. Inoltre l'attivazione di meccanismi di questo tipo presenta anche maggiori criticità in relazione alle condizioni di sicurezza globale della struttura. Per la frequenza e la pericolosità di tali modalità di risposta al sisma, particolare attenzione deve essere dunque rivolta alle condizioni che predispongono o indicano l'attivazione di meccanismi di collasso locali per azioni fuori del piano. Nel seguito, dopo una breve classificazione delle modalità di danno riconducibili ai meccanismi di 2° modo (§3.2.1), particolare attenzione è dedicata alla proposta di un possibile approccio al riconoscimento dei meccanismi più significativi riconducibili a quelli di 1° modo (§3.2.2-3-4-5), col fine di favorire poi la messa a punto dei modelli di analisi che forniscano risultati validi ed avere al contempo utili indicazioni nei riguardi dei più efficaci interventi da realizzare per evitarne l'attivazione in occasione di un sisma.

Con particolare riferimento ai meccanismi di 1° modo, è possibile innanzitutto distinguere i meccanismi che si manifestano attraverso la rotazione di porzioni di pareti rispetto ad assi prevalentemente orizzontali per azioni fuori piano (ribaltamenti) da quelli riconducibili al comportamento flessionale delle pareti sollecitate in direzione ortogonale ad esse (flessioni).

Tra questi è poi possibile riconoscere ulteriori distinzioni in relazione alla geometria dei macroelementi coinvolti ed all'evoluzione del meccanismo. Si individuano in particolare 4 raggruppamenti principali, caratterizzati da specifiche condizioni relative alle modalità di danno e collasso ed alle caratteristiche costruttive dei fabbricati e dei presidi eventualmente presenti, rappresentati da: cinematismi di ribaltamento semplice e composto, flessioni verticali ed orizzontali, brevemente descritti nei paragrafi da § 3.2.2 a § 3.2.5. Tale lista non è da considerarsi esaustiva, giacché molte altre tipologie di meccanismi non sono direttamente inquadrabili in questa schematizzazione ma dipendono, ad esempio, dall'interazione con le strutture di copertura, con gli edifici adiacenti, etc.. E' comunque molto utile ad inquadrare le tipologie principali di meccanismi riscontrabili nella realtà. All'interno dei raggruppamenti principali individuati, sono inoltre riconoscibili alcuni cinematismi che riguardano condizioni specifiche ma che possono essere trattati e classificati in maniera analoga (ad esempio ribaltamenti dei cantonali, flessioni nei timpani, ...).

Le classi di cinematismi considerate esemplificano le più frequenti fenomenologie riscontrabili e considerano sostanzialmente la risposta delle strutture verticali. È chiaro tuttavia che in stretta correlazione e dipendenza dalle manifestazioni che riguardano le pareti ci sono i dissesti ed i collassi che interessano gli orizzontamenti, solai piani e sistemi voltati nonché architravi al di sopra delle aperture, le cui condizioni di stabilità sono in genere significativamente condizionate e determinate dalle strutture di sostegno e che intervengono a loro volta nell'equilibrio del sistema. Questo tipo di classificazione consente dunque di considerare ogni elemento del sistema.

Come già più volte osservato, nel riconoscimento della risposta sismica di una struttura, poter disporre di indicazioni riguardo la presenza e la corretta interpretazione di danni provocati da un sisma subito, è di notevole ausilio nella valutazione dei meccanismi di danno più sfavorevoli. Potendo associare ad un certo meccanismo uno specifico quadro fessurativo e deformativo, l'osservazione di lesioni e dissesti consente dunque di individuare più facilmente anche le principali vulnerabilità strutturali e mettere in evidenza le criticità del sistema costruttivo, agevolando la definizione di modelli di analisi che restituiscano risultati significativi. A tal riguardo può essere utile distinguere il tipo di danneggiamento alle strutture, e dunque classificare il quadro fessurativo presente, anche in relazione all'effetto che l'ha prodotto. Si potranno dunque distinguere lesioni provocate da tensioni di trazione che si manifestano lungo isostatiche di compressione (tagli, schiacciamenti, torsioni, ...) dalle fratture provocate dal distacco di elementi a contatto lungo superfici su cui agiscono tensioni di trazione legate all'allontanamento degli stessi non efficacemente trattenuti (distacchi per rotazioni reciproche di macroelementi, distacchi in corrispondenza di discontinuità). Questo tipo di classificazione è particolarmente utile per ricostruire l'evoluzione dei dissesti durante il sisma e riconoscere la risposta di ogni parte dell'aggregato, orientando anche la definizione degli interventi di rinforzo.

Anche con riferimento alle tecnologie del sistema resistente, alle caratteristiche costruttive degli edifici ed ai presidi eventualmente presenti è possibile formulare considerazioni che favoriscono la comprensione dei meccanismi attivabili ed attivati. Si consideri la distinzione tra condizioni la cui presenza è essenziale all'attivazione di un meccanismo rispetto a quelle che lo favoriscono. Nel caso di ribaltamenti ad esempio l'assenza o la carenza di vincolo in sommità delle pareti è elemento indispensabile, mentre la presenza di spinte non contrastate dovute, ad esempio, a volte o coperture spingenti, rappresenta un fattore favorente l'attivazione del cinematismo. Allo stesso modo è importante distinguere tra presidi che impediscono una determinata categoria di cinematismi da quelli che ne sfavoriscono l'attivazione o che determinano il passaggio da una categoria all'altra. Facendo sempre riferimento al ribaltamento di pareti, è ragionevole ritenere che la presenza di un cordolo in sommità, efficacemente ancorato alla muratura (sebbene sia da rilevare la difficoltà tecnologica nell'attuare tale ancoraggio specialmente nel caso di murature storiche particolarmente irregolari), ne impedisca

la rotazione, mentre la sola presenza di un ridotto numero di tiranti non adeguatamente dimensionati costituisca un elemento favorevole da considerare nell'equilibrio del sistema. Anche la presenza di contrafforti o buoni ammorsamenti tra le pareti ortogonali determina un ostacolo al ribaltamento di una parete pur non impedendolo. È pur vero tuttavia, e va opportunamente considerato, che la presenza di un cordolo in sommità non impedisce meccanismi di flessione verticale della parete (cosiddetto comportamento ad arco verticale), soprattutto se caratterizzata da significativa snellezza, così come i tiranti posti agli estremi della parte sommitale di una facciata non impediscono flessioni orizzontali della fascia di sottotetto (comportamento ad arco orizzontale). Contrafforti e buoni ammorsamenti inoltre condizionano generalmente i cinematismi determinando differenti configurazioni dei macroelementi coinvolti, rispetto ai casi in cui non sono presenti. È dunque comprensibile come l'attenta osservazione e la conoscenza degli svariati fattori che influenzano la risposta sismica delle strutture murarie sia rilevante ai fini della corretta definizione del più adeguato modello di analisi da utilizzare per le verifiche, oltre che del riconoscimento dei più significativi meccanismi di riferimento. Si intende ribadire dunque anche l'importanza di effettuare più analisi in relazione alle incertezze legate all'esame delle condizioni di sicurezza di strutture caratterizzate da notevoli complessità, considerando, oltre all'insieme di tutti i meccanismi attivabili, anche, con riferimento ad ognuno, la variabilità dei fattori che intervengono nel calcolo e che risultano di incerta valutazione (ad esempio l'esatta geometria dei macroelementi qualora non sia presente un quadro di danno che consenta di definirne la reale configurazione).

3.2.1. Modalità di danno che coinvolgono la risposta nel piano delle pareti

Nella risposta per azioni nel piano delle pareti murarie, gli elementi strutturali che compongono la parete sono generalmente suddivisi in due categorie fondamentali: i maschi murari (pannelli murari verticali ai quali è riconosciuto il ruolo primario di elementi resistenti sia ai carichi verticali che orizzontali); le fasce di piano (porzioni di muratura delimitate da aperture verticalmente parzialmente o completamente allineate, alle quali è riconosciuto un ruolo strutturale secondario di accoppiamento dei maschi murari). In ragione di tale distinzione nella gerarchia degli elementi resistenti della parete muraria, si possono riconoscere diverse modalità di danno in cui sostanzialmente si rileva: la presenza di generiche lesioni inclinate nel piano della parete (Figura 2); lesioni concentrate in prevalenza nei maschi murari; lesioni concentrate nelle fasce di piano (Figura 3). E' sottinteso che le lesioni rilevate in ciascun elemento possono essere riconducibili a diverse modalità di collasso locale dell'elemento stesso (a taglio o per presso-flessione).

Nel caso delle pareti interne è necessario precisare che la distinzione tra maschi e fasce risulta meno chiara e più in generale è opportuno fare riferimento alla presenza di lesioni generiche inclinate nel piano della parete o lesioni in corrispondenza di nicchie, discontinuità o aperture. In particolare, nei casi di ridotta qualità muraria, per pareti interne snelle e gravate da carichi considerevoli, potrebbero rendersi manifesti fenomeni di schiacciamento denunciati da lesioni verticali o debolmente inclinate. Nelle pareti ortogonali alle facciate, qualora queste ultime siano prevalentemente libere nei riguardi delle azioni fuori piano ed in presenza di solai deformabili e mal collegati, l'attivazione di meccanismi di taglio si può manifestare con lesioni diagonali in una sola direzione.



Figura 2: Esempi di lesioni inclinate generiche nel piano della parete in pareti esterne (sinistra) e interne (destra)



Figura 3: Esempi di lesioni concentrate in prevalenza nei maschi (sinistra) o nelle fasce (destra)

3.2.2. *Cinematismi di ribaltamento semplice*

Tali cinematismi si manifestano con rotazioni rigide fuori piano di facciate intere (Figura 4) o di porzioni di pareti (Figura 5) rispetto ad assi (cerniere cilindriche) prevalentemente orizzontali, posti alla base di tali porzioni, e che percorrono la struttura muraria sollecitata dalle azioni sismiche ad essa ortogonali. L'avvenuta attivazione del meccanismo è individuabile da lesioni verticali in corrispondenza delle intersezioni murarie, da fuori piombo della parete ribaltante o dall'avvenuto sfilamento delle travi degli orizzontamenti o dal distacco, rispetto

alla parete, di altre strutture di orizzontamento (ad esempio, lesioni di distacco tra volte in muratura e le pareti sulle quali esse si impostano, e dalle quali il meccanismo è favorito, Figura 6).

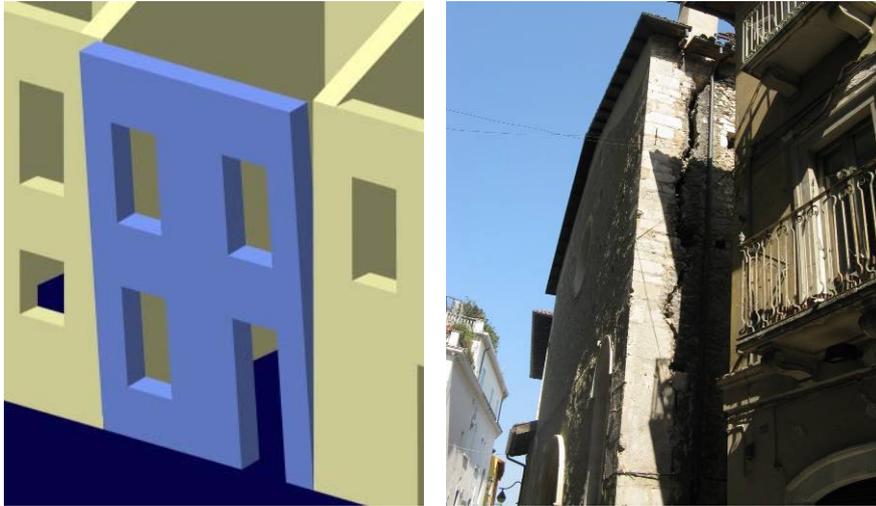


Figura 4: Schema ed esempio di ribaltamento semplice di parete monolitica a più piani



Figura 5: Schema ed esempio di ribaltamento semplice di parete posta all'ultimo piano



Figura 6: Distacco del solaio (sinistra) e della volta (destra) dalla facciata, per incipiente ribaltamento

Tale famiglia di meccanismi si può manifestare quando la parete o la facciata investita dall'azione sismica risulta libera in sommità (non vincolata efficacemente) e non efficacemente

collegata alle pareti di controvento. Le condizioni che rendono possibile l'attivazione di un meccanismo di ribaltamento semplice sono quindi l'assenza o l'inefficacia (Figura 7) di dispositivi di collegamento (catene, cordoli o altri collegamenti tra orizzontamento e parete) in testa alla parete ribaltante e in corrispondenza degli orizzontamenti, l'assenza di efficaci connessioni nelle intersezioni murarie (angolate e martelli murari di cattiva qualità o male ammorsati), e l'assenza di efficaci elementi di contrasto (contrafforti, corpi addossati, altri edifici). Può inoltre favorire l'attivazione di meccanismi di questo tipo la presenza di elementi spingenti non contrastati efficacemente (puntoni di copertura, volte, archi).

Il ribaltamento semplice di porzioni di muratura può interessare diverse geometrie della parete (in relazione alla presenza di aperture nella parete), può interessare uno solo o più piani dell'edificio (relativamente alla presenza di connessioni tra i solai e le murature ai diversi livelli) e può riguardare l'intero spessore della parete oppure il solo paramento esterno (nel caso di murature realizzate a più paramenti).



Figura 7: Catene lignee inefficaci (sinistra); catene lignee entrate in funzione durante il sisma, bloccando il ribaltamento ed attivando un meccanismo di flessione verticale (vedi §3.4.3; centro e destra)

3.2.3. *Cinematismi di ribaltamento composto*

Con ribaltamento composto si indicano un insieme di casi in cui al ribaltamento della parete ortogonale all'azione sismica si accompagna il trascinarsi di una porzione di struttura muraria appartenente alle pareti di controvento. L'avvenuta attivazione del meccanismo è individuabile dalla presenza di lesioni diagonali o a doppia diagonale sulle pareti di controvento, definite da angoli di distacco variabili in relazione alla qualità muraria ed alla presenza di aperture in prossimità delle intersezioni (Figura 8, Figura 9).



Figura 8: Schema ed esempi di ribaltamento composto



Figura 9: Schema ed esempio di ribaltamento del cantonale

Questa tipologia di ribaltamento composto si può quindi presentare quando le intersezioni murarie presentano connessioni adeguate tra le murature che confluiscono in un'angolata o in un martello, ma sono assenti efficaci vincoli di connessione in testa alla parete investita dal sisma. L'attivazione di un meccanismo di tale genere è possibile quindi negli edifici in cui si rilevano angolate e martelli murari ben ammortati, ma carenza di collegamenti in testa alle pareti e murature a comportamento monolitico. Può favorire l'attivazione di meccanismi di questo tipo la presenza di aperture nelle pareti laterali in vicinanza del cantonale, che annullano l'efficacia delle connessioni tra murature ortogonali.

Anche in questo caso, il meccanismo di ribaltamento composto può interessare diverse geometrie del macroelemento, in relazione sia alla qualità della muratura sia alla presenza di aperture, e può interessare uno solo oppure più piani dell'edificio, relativamente alla presenza di elementi di connessione degli orizzontamenti ai diversi livelli. Inoltre la presenza di solai rigidi non collegati alla muratura sottostante può determinare il ribaltamento di cunei di distacco a doppia diagonale.

3.2.4. Cinematismi di flessione verticale

I meccanismi di flessione verticale si manifestano con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi ed attorno alla quale essi ruotano mutuamente. Questa tipologia di meccanismi si attiva quando le azioni orizzontali sulla parete legate all'azione sismica superano un certo valore e le azioni verticali non sono più sufficienti a contrastare l'effetto instabilizzante del momento flettente, o quest'ultimo supera nel punto di massimo il momento resistente della sezione, a seconda dei vincoli di estremità presenti. Se l'edificio ha subito l'azione di un sisma l'attivazione del meccanismo è riconoscibile osservando la presenza di spanciamento della parete interessata, accompagnati da un quadro fessurativo tipico della flessione verticale (Figura 10), o anche lo sfilamento dei solai intermedi dagli appoggi e/o dissesti nelle volte che gravano sulla parete.



Figura 10: Schema ed esempio di flessione verticale

Il collasso per flessione verticale di pareti in muratura si può manifestare in pareti efficacemente collegate agli estremi, ovverosia al piede ed in testa, e libere nella zona centrale. L'attivazione del meccanismo è cioè possibile quando il trattenimento in sommità alle pareti ne impedisce il ribaltamento (ad esempio per la presenza di dispositivi di collegamento degli orizzontamenti alla muratura o di vincoli in sommità quali cordoli, catene, etc) e i solai intermedi sono privi di connessione. Per particolari geometrie di parete (ad esempio, pareti particolarmente snelle, etc.), il meccanismo potrebbe anche verificarsi ad altezza di piano. Il meccanismo è favorito dalla cattiva qualità della muratura, dalla presenza di spinte orizzontali localizzate (archi, volte, martellamento di solai, Figura 11) o, come già detto, dalla snellezza delle pareti, nonché dalla cattiva connessione con le pareti ortogonali.



Figura 11: Flessione verticale per martellamento solaio (sinistra) e per spinta delle volte (destra)

Come nei casi precedenti, i meccanismi di flessione verticale possono interessare diverse geometrie dei macroelementi, determinate dalla presenza di aperture o spinte localizzate, e possono riguardare uno o più piani dell'edificio (Figura 12), nelle condizioni anzidette e in relazione alla presenza o assenza di vincoli al livello degli orizzontamenti, e possono infine interessare uno o entrambi i paramenti di murature a più strati.



Figura 12: Schemi ed esempi di flessione verticale su più piani

3.2.5. *Cinematismi di flessione orizzontale*

L'attivazione di meccanismi di flessione orizzontale sono riconducibili al comportamento flessionale nel piano orizzontale del solido murario, ovvero sia sono collegati all'effetto arco orizzontale. Il meccanismo si manifesta con l'espulsione di materiale dalla zona generalmente sommitale della parete conseguente al distacco di corpi cuneiformi che ruotano attorno a cerniere cilindriche oblique e reciprocamente rispetto a cerniere verticali. L'attivazione del meccanismo è riconoscibile dalla lettura del quadro fessurativo, descritto da lesioni in corrispondenza delle cerniere cilindriche ad andamento verticale ed obliquo, e dal distacco della copertura dalla parete (Figura 13).



Figura 13: Schema ed esempio di flessione orizzontale

I cinematismi di flessione orizzontale possono manifestarsi in pareti efficacemente vincolate alle estremità laterali, ovvero sia alle pareti di controvento, con il lato sommitale non trattenuto da alcun dispositivo. Tale situazione è tipica di pareti trattenute agli estremi da tiranti o con cantonali correttamente eseguiti e non vincolate in sommità. E' inoltre favorita dalla presenza

di spinte in testa al muro, dovute ad esempio all'azione di martellamento degli elementi di copertura, dalla presenza di aperture ricavate nello spessore murario, che indeboliscono la sezione, e dalla cattiva qualità della muratura, che offre quindi una ancor più ridotta resistenza a trazione, oltre che da una significativa luce libera della parete.

La flessione orizzontale può, come nel caso di tutti i cinematismi di collasso, interessare diverse geometrie dei macroelementi, determinate dalla presenza di aperture e dalla qualità della muratura, ed uno o entrambe i paramenti, per pareti a più paramenti. Nel caso di pareti inserite in schiere, e quindi efficacemente contenute dalla continuità muraria alle estremità laterali, il collasso non dipende dall'instabilità indotta dall'allontanamento dei muri di controvento, ma è legato alla crisi del materiale per schiacciamento, per l'instaurarsi di un comportamento ad arco resistente all'interno dello spessore murario.

4. Analisi del manufatto e valutazione della sicurezza

4.1. Analisi della sismicità storica

Ai documenti di riferimento normativo vigenti (richiamati nel §1.1), comunque validi per qualunque edificio storico, è comunque utile affiancare, nel caso degli aggregati, anche l'esame dei cataloghi sismici attualmente disponibili (Stucchi et al., 2007. DBMI04, il database delle osservazioni macrosismiche dei terremoti italiani utilizzate per la compilazione del catalogo parametrico CPTI04; <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI04/>; *Quaderni di Geofisica*, 49, p. 38.).

L'analisi dei cataloghi di sito permette, nei casi in cui si possa assumere una completezza statistica del dato, di confrontare le azioni assunte a riferimento per i diversi stati limite, desunte dalle mappe di pericolosità sismica, con la sismicità di sito. In alcuni casi può essere opportuno tenere presente la storia sismica di sito nel giudizio finale di valutazione della sicurezza sismica, considerando che l'intensità risentita contiene già al suo interno gli effetti locali.

La storia del comportamento sismico dell'edificio, se ricostruibile per via documentale (fonti scritte o iconografiche) o tramite un rilievo analitico diretto del manufatto, può essere utilizzata come uno degli strumenti di controllo e verifica della risposta dell'edificio a particolari eventi significativi e traumatici e delle eventuali conseguenti trasformazioni. La conoscenza della risposta della costruzione ad un particolare evento può infatti consentire di identificare un modello qualitativo di comportamento, anche se devono essere tenute presenti le modifiche intercorse nella costruzione, in particolare proprio a seguito di quell'evento. Questa analisi potrà essere la guida per la definizione dei meccanismi di danno maggiormente critici e per la conseguente definizione di modelli di calcolo attendibili, oltre che, come detto, per una lettura critica dei risultati ottenuti tramite tali modelli.

4.2. Azione sismica di riferimento

La definizione dell'azione sismica nei confronti della quale occorre garantire la sicurezza si avvale delle indicazioni contenute nella normativa vigente: si devono quindi adottare le NTC2008 per la valutazione dell'azione sismica di riferimento.

Le NTC2008 forniscono le mappe di pericolosità sismica e, quindi, i dati che permettono di ottenere i parametri che determinano la forma dello spettro di risposta elastica, al variare del periodo di riferimento considerato in ragione dello stato limite esaminato (Allegato A delle NTC2008): la pericolosità sismica è infatti definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale nonché di

ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} (come definite al punto 3.2.1 delle NTC2008) nel periodo di riferimento V_R (come definite al punto 2.4 delle NTC2008).

Appare utile inoltre precisare che nel caso delle verifiche di sicurezza sismica per i meccanismi locali (di 1° modo), effettuate secondo i criteri esposti nei paragrafi seguenti, lo spettro di progetto risulta modificato in funzione della quota (se diversa da quella del suolo) cui si trova la porzione interessata dal cinematismo (secondo le raccomandazioni contenute nel documento di "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni", G.U. del 26.02.2009 n. 47 al punto C8A.4.2.3). In particolare, tale modifica introdotta dalla norma, allo spettro di progetto da adottare, deriva dalla considerazione che a quote superiori da quella del suolo l'accelerazione assoluta è in generale amplificata in virtù dell'effetto filtro operato dalla struttura stessa.

Nel caso di beni tutelati, devono essere inoltre recepite le indicazioni contenute nel documento di "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale": nel caso di manufatti architettonici di interesse storico artistico è consentito un livello di protezione sismica (e cioè una probabilità di eccedenza) differenziato in funzione delle caratteristiche proprie dei manufatti e del loro uso. Tali Linee Guida propongono il calcolo di un indice di sicurezza sismica che costituisce il riferimento per la valutazione della compatibilità dell'uso previsto e, di conseguenza, per le decisioni operative sui lavori di miglioramento sismico da eseguire e sui provvedimenti generali da adottare per garantire la sicurezza.

Per i manufatti architettonici di interesse storico artistico, le Linee Guida prevedono inoltre che la sicurezza e protezione nei riguardi del rischio sismico sia garantita, oltre che attraverso la definizione degli stati limite ultimo e di danno (motivati dalla volontà di salvaguardare l'incolumità degli occupanti nel caso di terremoti rari e di forte intensità e di limitare i danni per terremoti meno intensi, ma più frequenti, in funzione di ragioni economiche e funzionali), anche attraverso la definizione di uno stato limite di danno ai beni artistici, legato a ragioni di tutela e protezione di specifiche opere d'arte (affreschi, stucchi, ecc.) e in corrispondenza al quale queste subiscono danni di modesta entità, tali da poter essere restaurati senza una significativa perdita del valore culturale.

In genere i danni ai beni di valore artistico contenuti nel manufatto (apparati decorativi, ecc.) diventano significativi e non accettabili in presenza di danni agli elementi strutturali (fessurazioni e deformazioni delle pareti portanti) che non necessariamente sono associati al medesimo livello di gravità: in questi casi lo stato limite può essere assimilato a quello di danno. Esistono tuttavia situazioni nelle quali il danno agli apparati decorativi può verificarsi anche in assenza di un danno strutturale (ad esempio, stucchi di notevole spessore e insufficientemente collegati alla struttura) o viceversa (apparati non completamente vincolati e quindi in grado di assecondare lesioni e deformazioni strutturali): in questi casi è necessario sviluppare criteri e strumenti di valutazione specifici.

4.3. Criteri di modellazione ed analisi

4.3.1. Generalità

Le strutture storiche in muratura costituiscono un insieme estremamente vario e complesso per tipologie e tecniche costruttive, per cui 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.

In effetti, come in parte anticipato nei paragrafi precedenti, la risposta sismica di una struttura in muratura non dipende unicamente dal materiale impiegato (materiale composito la cui risposta meccanica dipende da numerose variabili), ma anche da diversi aspetti tecnologici, ed

in particolare dai collegamenti tra gli elementi strutturali. Le costruzioni storiche in muratura sono, infatti, generalmente costituite da sistemi più o meno complessi di pareti e orizzontamenti (solai lignei, volte). Le pareti possono essere considerate come elementi strutturali bidimensionali, che per la scarsa resistenza a trazione della muratura presentano una risposta molto diversa ad azioni orizzontali nel piano e fuori dal piano. La qualità della risposta globale è funzione sia del corretto dimensionamento delle pareti sia della capacità del sistema di trasferire le azioni tra tali elementi (connessione tra le pareti verticali; connessione dei solai alle pareti; rigidità dei solai). L'efficacia dei collegamenti tra pareti verticali è principalmente legata all'ammorsamento nelle zone di connessione; inoltre, un contributo significativo può derivare dalla presenza di catene metalliche o di altri dispositivi puntuali.

È opportuno osservare come le costruzioni storiche in muratura spesso non siano state progettate utilizzando i principi della meccanica dei materiali e delle strutture bensì su un approccio basato sui principi dell'equilibrio dei corpi rigidi e sulla sperimentazione del comportamento delle costruzioni già realizzate; tutto ciò ha progressivamente portato ad affinare criteri esecutivi configurabili come "regole dell'arte". Riconoscere in una costruzione e nelle tecniche costruttive in essa utilizzate la conformità alle regole dell'arte può pertanto costituire un primo elemento di valutazione della sicurezza. Inoltre, l'esperienza ha portato a integrare nelle regole costruttive soluzioni efficaci per la riduzione della vulnerabilità (contrafforti, catene, ammorsamenti, ecc.).

Risulta pertanto evidente come, dovendo valutare la sicurezza di una costruzione esistente, i suddetti elementi di valutazione debbano essere accuratamente acquisiti, attraverso un'adeguata conoscenza, ma 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 quanto detto, la modellazione e la verifica delle strutture storiche in muratura, specialmente se inserite in agglomerati urbani, data la difficoltà di valutare adeguatamente geometria, materiali e condizioni di vincolo (sia interno che legato ai confini spaziali della struttura), devono opportunamente considerare:

- la scala spaziale, ovvero quale parte della costruzione è opportuno modellare;
- lo schema strutturale, che se possibile deve essere riconosciuto o verificato dalle vicende passate;
- il tipo di modellazione ed analisi, condizionate dallo schema strutturale, ma anche dalle finalità dell'analisi stessa.

La scelta della scala della modellazione è condizionata da diversi fattori. Nel caso di una costruzione inserita in un contesto di aggregato urbano, sarebbe necessario considerare questo integralmente, ma spesso ciò è improponibile, sia per la difficoltà di accedere e conoscere le parti adiacenti, sia per la complessità e gli oneri computazionali. Coerentemente con quanto precedentemente esposto, la minima scala spaziale da considerare di norma risulta quella dell'Unità di Analisi definita per la UMI in oggetto.

Nella definizione dello schema strutturale è opportuno considerare i seguenti fattori: la geometria della struttura; le caratteristiche costruttivo-strutturali; le fasi di costruzione e trasformazione; il danneggiamento.

L'analisi della geometria tridimensionale della struttura (cfr. § 2.3) è finalizzata ad individuare possibili simmetrie o direzioni significative per il suo comportamento globale: è così talvolta possibile, in assenza di significative irregolarità planimetriche, scegliere singole pareti o insiemi di parti per svolgere un'analisi bidimensionale. Inoltre, l'analisi della geometria è rilevante ai fini dell'individuazione di particolari condizioni di irregolarità in pianta e/o elevazione poiché è in genere in corrispondenza dell'interazione tra corpi fortemente discontinui geometricamente che si concentrano danni e dissesti.

L'analisi delle caratteristiche costruttive-strutturali (cfr. § 2.4) non solo consente di identificare lo schema strutturale resistente e la tipologia, quindi il funzionamento, dei diversi elementi costruttivi presenti, ma permette di identificare e localizzare tutti quegli elementi che possono

influenzare il comportamento meccanico della costruzione (collegamenti, discontinuità, elementi spingenti, elementi atti a contenere gli effetti delle spinte, etc.), dei quali quindi è necessario tenere conto nella modellazione e nell'analisi. In particolare, l'analisi della qualità muraria è essenziale per fondare su basi razionali le successive scelte di modellazione.

L'individuazione delle fasi di costruzione e trasformazione (es.: annessioni di nuovi corpi di fabbrica, sopraelevazioni, modifiche interne con demolizioni parziali e ricostruzioni – cfr. § 2.2) è fondamentale per due ragioni. In primo luogo gli stati tensionali e deformativi nei diversi elementi dipendono da tale sequenza. Inoltre, le parti aggiunte successivamente alla costruzione, anche se appaiono in continuità con il complesso della costruzione, sono spesso strutture in qualche modo indipendenti; è quindi opportuno considerare il corretto grado di collegamento tra le diverse parti del complesso strutturale. In particolare, nel caso degli aggregati complessi nei centri storici, la corretta individuazione delle celle originarie, e distinzione da quelle di accrescimento e di intasamento, consente una più corretta definizione dei vincoli nel modello.

Il riconoscimento dei dissesti presenti nella struttura, attraverso il rilievo del quadro fessurativo e delle deformazioni (cfr. § 2.5), è un fattore determinante per la scelta delle strategie di modellazione e di analisi di una costruzione in muratura. Nel caso di stati lesionativi importanti, questi dovranno essere considerati nel modello e, in alcuni casi, la presenza di un meccanismo di dissesto chiaramente riconoscibile, può portare ad identificare il comportamento della costruzione e consentire una modellazione locale di dettaglio.

Per l'esecuzione delle analisi strutturali sono disponibili diversi modelli, che possono risultare più o meno accurati ed interessare l'intera costruzione o sue singole parti. È comunque raccomandabile adottare uno o più modelli meccanici della struttura o delle sue parti, in grado di descriverne la risposta sotto azione dinamica, e scegliere conseguentemente uno o più metodi di analisi.

4.3.2. Modelli e metodi di analisi

La complessità delle costruzioni in muratura, costituite da elementi bi e tridimensionali, suggerirebbe il ricorso al metodo degli elementi finiti, in quanto teoricamente in grado di modellare la risposta di geometrie complesse, in condizioni di massima generalità nei vincoli e nei carichi. Risulta spesso conveniente schematizzare la struttura come elementi bidimensionali (con comportamento a piastra o a membrana), in grado di simulare adeguatamente il comportamento nel piano e fuori dal piano degli elementi strutturali. È indispensabile modellare accuratamente il grado di connessione tra gli elementi (ad esempio, il vincolo interno tra gli elementi di una struttura lignea o tra questi e la struttura muraria di appoggio può essere di difficile identificazione e, in taluni casi, anche unilatero). Inoltre, è opportuno considerare le diverse fasi costruttive della struttura (ad esempio, si pensi allo stato tensionale nella muratura in corrispondenza di una apertura tamponata o in un contrafforte realizzato in fase successiva, come presidio a seguito del manifestarsi di un dissesto).

Nella modellazione delle costruzioni in muratura attraverso elementi finiti la scelta del legame costitutivo del materiale rappresenta un aspetto particolarmente critico. L'analisi elastica ad elementi finiti può fornire indicazioni utili per una preliminare interpretazione del comportamento. In effetti essa presenta in genere zone nelle quali le tensioni principali di trazione sono superiori all'effettiva resistenza a trazione della muratura. Se queste zone sono di limitata ampiezza, la struttura reale probabilmente presenterà in quei punti una fessurazione e la soluzione fornita dall'analisi elastica ad elementi finiti può essere ritenuta in una certa misura attendibile; se invece è ragionevole attendersi una significativa redistribuzione delle tensioni a seguito della fessurazione, gli stati tensionali e deformativi ottenuti non sono

attendibili e risulta necessario procedere ad una modellazione che disponga di legami costitutivi che considerino il comportamento fortemente non lineare della muratura e nella quale il comportamento del materiale venga quindi simulato con maggiore precisione (danneggiamento, fessurazione, rottura, degrado di rigidità e resistenza, attrito).

L'analisi elastica ad elementi finiti è quindi utile per descrivere il comportamento strutturale in esercizio, nel caso di una costruzione non soggetta a dissesti significativi, ma non consente di valutare la sicurezza nei riguardi dello stato limite ultimo. Infatti, il raggiungimento di condizioni limite di rottura del materiale a livello locale (stato tensionale puntuale) non può essere messo in alcun modo in relazione alle condizioni limite ultime della struttura, che comportano in genere la perdita di equilibrio di intere porzioni della costruzione. Tali limitazioni possono essere concettualmente superate attraverso una modellazione non lineare ad elementi finiti, che consideri sia la non linearità del materiale che quella geometrica. Tuttavia, alle già espresse difficoltà di modellazione di una costruzione reale attraverso gli elementi finiti si aggiungono in questo caso la complessità dei legami costitutivi per la muratura e la scarsa robustezza delle procedure di analisi, che fanno sì che la modellazione non lineare possa essere utilizzata solo se si dispone delle necessarie capacità e competenze; per tale ragione essa non può essere uno strumento imprescindibile per la verifica sismica.

Una ulteriore problematica di tale metodologia di modellazione riguarda il suo utilizzo nel caso di edifici in aggregato. L'impossibilità di sviluppare modelli globali che rappresentino l'intero complesso può richiedere il ricorso a semplificazioni o schematizzazioni, le quali però, se non tengono conto in modo appropriato delle interazioni con gli edifici adiacenti, portano a risultati delle analisi convenzionali, che anche in campo elastico possono non essere rappresentative del funzionamento reale.

D'altro canto anche l'adozione di modelli di calcolo, comunque di dettaglio, sebbene associati ad un onere computazionale inferiore rispetto a modelli ad elementi finiti, quali quelli coerenti con l'approccio a telaio equivalente, come proposto recentemente nelle NTC2008 per l'analisi di edifici in muratura esistenti e di nuova costruzione, risulta in generale applicabile esclusivamente ad aggregati a ridotta complessità e di limitata estensione, oppure al caso di singole Unità di Analisi (specialmente nel caso di unità di angolo e di testata particolarmente suscettibili a fenomeni torsionali), quando sia possibile stimare ragionevolmente l'effetto equivalente associato all'interazione con le unità adiacenti.

Nel caso in cui non sia possibile acquisire i dati necessari per sostanziare modelli più accurati (il cui uso quindi risulterebbe inficiato dal grado di incertezza associato ai parametri impiegati od alle ipotesi assunte), al fine di verificare la sicurezza nei riguardi di una condizione limite di collasso risulta preferibile l'adozione di modelli semplificati ed efficaci, che pur se non in grado di descrivere il comportamento in condizioni di esercizio, possono cogliere le condizioni ultime.

Tra tali modelli semplificati, soprattutto nel caso di aggregati edilizi, appare utile effettuare una distinzione tra quelli rivolti alla verifica della sicurezza sismica associata a comportamenti di 1° modo per azioni fuori dal piano della parete e quelli invece finalizzati alla valutazione della risposta globale o comunque all'analisi del comportamento di 2° modo per azioni nel piano della parete.

Nel caso della modellazione del comportamento fuori piano, come precedentemente introdotto, il collasso sismico si verifica per perdita di equilibrio di blocchi murari, che si formano a seguito di fessurazioni su piani di discontinuità o per superamento delle condizioni limite di ingranamento (in presenza di attrito). Una porzione della costruzione (per questo si parla di meccanismi locali) risulta pertanto trasformata in un cinematismo di corpi rigidi, che ruotano e/o traslano uno rispetto all'altro. Di tale cinematismo, in equilibrio sotto i carichi statici (permanenti e accidentali), viene valutato, attraverso il teorema dei lavori virtuali, il moltiplicatore orizzontale delle masse presenti che comporta la perdita dell'equilibrio (rappresentativo dell'azione sismica orizzontale). La sicurezza sismica è quindi strettamente

legata alla geometria della costruzione ed ai vincoli (legati agli aspetti costruttivi). Nel caso di murature particolarmente decoese, l'osservazione dei danni non fa pensare ad un comportamento per meccanismi, in quanto si ha una disgregazione che porta al collasso prima che risulti evidente la catena cinematica di blocchi murari: l'uso di tali modelli può solo fornire valutazioni approssimate e non cautelative. In tali casi, l'intervento dovrà essere prioritariamente indirizzato a favorire un comportamento quanto più possibile monolitico della muratura.

Il risultato è significativo solo se vengono analizzati i meccanismi effettivamente possibili. La definizione dello scenario di danno per l'aggregato e quella dei meccanismi (attivati o semplicemente possibili) relativi all'Unità di Analisi investigata, rappresentano quindi una fase essenziale dell'interpretazione dei dati acquisiti nella fase di conoscenza al fine di orientare efficacemente quella di verifica, come già illustrato al precedente § 3.

Come indicato nel § C8.7.1.6 e nel § C8A.4 della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617, la validità di questo approccio, in ambito statico equivalente, è garantita dai teoremi dell'analisi limite dell'equilibrio, in particolare dal teorema cinematico (la cui applicazione fornisce un maggiorante del moltiplicatore del collasso), con riferimento alle seguenti ipotesi: non resistenza a trazione del materiale, infinita resistenza a compressione, limitata deformabilità, assenza di scorrimenti. Tuttavia è possibile tener conto, con opportuni accorgimenti, anche delle situazioni reali, nelle quali le suddette ipotesi non sono completamente rispettate.

La non resistenza a trazione rappresenta sempre un'ipotesi a favore di sicurezza, ovvero essa porta a sottostimare la reale capacità della struttura. Nel caso in cui i piani di rottura siano scelti in corrispondenza di giunti principali della muratura, essendo questi dotati di resistenza a trazione molto limitata, tale sottostima è relativamente contenuta. Al contrario, nel caso in cui i piani di rottura interessino zone di ammorsamento tra gli elementi della muratura, tale contributo dovrà essere adeguatamente modellato o dovranno essere selezionati piani di minore resistenza, se si vogliono evitare stime eccessivamente cautelative.

L'infinita resistenza a compressione del materiale muratura è invece un'ipotesi a sfavore di sicurezza, in quanto è evidente che in realtà un muro reale non possa ruotare intorno ad uno spigolo come fosse un corpo rigido (fatto che comporterebbe una tensione di compressione infinita); è possibile tuttavia tenere conto, se pure in maniera approssimata, dell'influenza delle caratteristiche meccaniche, quali ad esempio la resistenza a compressione della muratura, arretrando, in funzione della qualità della muratura, la posizione delle cerniere che definiscono il cinematismo rispetto al bordo esterno della porzione muraria, simulando la parzializzazione della sezione reagente, legata alla rottura per schiacciamento della muratura.

La limitata deformabilità è un'ipotesi in genere accettabile: l'analisi limite valuta la condizione di equilibrio di una struttura labile, costituita dall'assemblaggio di porzioni murarie rigide e trascurare la deformabilità significa ipotizzare che anche nella configurazione deformata la struttura sia ancora in equilibrio.

Infine, l'assenza di scorrimenti tra i conci murari può essere in genere assunta come ipotesi, salvo poi controllare a posteriori che questi non si verifichino in concomitanza delle azioni che vengono valutate nell'analisi. In genere le azioni mutue tra i conci murari sono pressoché perpendicolari ai giunti principali (sedi dei possibili scorrimenti) e comunque all'interno del cono d'attrito relativo alle strutture murarie.

Nel caso dell'analisi del comportamento nel piano delle pareti (meccanismi di 2° modo), il collasso sismico si verifica quando la sollecitazione negli elementi murari supera le condizioni limite di resistenza della muratura. Tali sollecitazioni sono più significative negli elementi caricati dal sisma nel piano medio dei blocchi murari, in quanto più rigidi; questo comportamento si realizza prevalentemente quando i meccanismi di 1° modo sono impediti da adeguati sistemi di collegamento (ammorsamenti, catene, solai, ecc.), sebbene in generale le due modalità di comportamento non possano essere ritenute a priori mutuamente esclusive. Nel caso in cui, oltre ai suddetti collegamenti, siano presenti solai dotati di sufficiente rigidità nel

piano, il collasso sismico assume carattere globale (comportamento scatolare), in quanto le azioni possono essere ridistribuite tra una parete e l'altra attraverso gli orizzontamenti. Tuttavia, specie nel caso degli aggregati, l'eventuale crisi per resistenza può essere limitata solo ad alcune pareti, sia per la presenza di solai deformabili, sia per le soluzioni di continuità costruttive e per le geometrie tipiche delle aggregazioni nei centri storici. La sicurezza sismica è in questo caso strettamente legata alle proprietà meccaniche della muratura (in particolare alla resistenza a taglio ed a quella a compressione) nonché al livello di compressione verticale agente e alla geometria (in particolare in termini di snellezza) degli elementi strutturali verticali portanti.

Per questi motivi, come già ricordato, anche nel caso dell'analisi del comportamento di 2° modo i metodi di analisi globale di uso comune possono non essere adeguati a cogliere l'effettivo comportamento sismico di edifici in aggregato e pertanto è possibile ricorrere ad analisi semplificate. In effetti, nel § 8.7.1 delle NTC2008, richiamato nel § C8A.3.1 della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 (Verifica globale semplificata per gli edifici in aggregati edilizi), è indicato che, qualora gli orizzontamenti dell'Unità di Analisi siano flessibili è possibile procedere all'analisi delle singole pareti (o al più di sistemi di pareti complanari efficacemente collegate), ciascuna analizzata come struttura indipendente, soggetta ai carichi verticali di competenza ed all'azione del sisma nella direzione parallela alla parete. Viceversa nel caso di orizzontamenti sufficientemente rigidi, la verifica convenzionale allo Stato limite di salvaguardia della vita e allo Stato limite di esercizio di un edificio (Unità di Analisi) in aggregato può essere svolta, anche per edifici con più di due piani, mediante l'analisi statica non lineare analizzando e verificando separatamente ciascun interpiano dell'edificio, e trascurando la variazione della forza assiale nei maschi murari dovuta all'effetto dell'azione sismica. Con l'esclusione di unità strutturali d'angolo o di testata, così come di parti di edificio non vincolate o non aderenti su alcun lato ad altre Unità (es. piani superiori di un edificio di maggiore altezza rispetto a tutte le Unità adiacenti), l'analisi potrà anche essere svolta trascurando gli effetti torsionali, ipotizzando che i solai possano unicamente traslare nella direzione considerata dell'azione sismica. In effetti, il comportamento locale di una parete o di una porzione dell'aggregato è evidentemente anche funzione delle interazioni con le parti adiacenti ed, in particolare, della posizione nell'ambito dell'aggregato. Infatti nel caso di Unità di Analisi d'angolo o di testata è comunque possibile il ricorso ad analisi semplificate, purché si tenga conto di possibili effetti torsionali e dell'azione aggiuntiva trasferita dalle Unità adiacenti applicando opportuni coefficienti maggiorativi delle azioni orizzontali.

Sia nel caso di modellazione per singoli sistemi di pareti (orizzontamenti flessibili), sia nel caso di modellazione di singoli interpiani (orizzontamenti rigidi), è possibile fare riferimento ai diversi metodi di modellazione cui si è accennato in precedenza (modelli che schematizzano come infinitamente rigide le fasce murarie, modelli a mensola, modelli a telaio equivalente, che consentono di schematizzare la deformabilità delle fasce murarie, ecc.), adottando opportuni accorgimenti, in particolare in funzione di quanto osservato nella fase di conoscenza e diagnosi.

Nell'Appendice B (§ B.5) è proposta una metodologia per l'analisi sismica globale tramite un modello meccanico semplificato (basato su principi analoghi a quello proposto per l'applicazione del livello LV1 così come definito nelle Linee Guida Patrimonio Culturale).

Si sottolinea tuttavia come una verifica completa ed esaustiva debba includere la verifica di sicurezza di entrambe le modalità di collasso fuori piano e nel piano precedentemente illustrate (cfr. § 8.7.1 delle NTC2008).

Nel caso degli edifici esistenti in muratura, è possibile ricorrere a diversi metodi di analisi, in funzione del modello con il quale vengono descritte la struttura ed il suo comportamento

sismico. In particolare, è possibile fare riferimento ai metodi di analisi identificati dalle NTC2008:

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

Fatte salve le considerazioni già svolte, è opportuno ricordare che le analisi in campo elastico prevedono l'utilizzo di fattori di struttura la cui definizione appropriata, specialmente nel caso di edifici storici, può risultare problematica. L'analisi modale, inoltre, presupponendo il principio di sovrapposizione degli effetti e regole di combinazione modale calibrate su strutture a telaio, risulta avere limitata attendibilità, specie nel caso di strutture complesse, caratterizzate da interconnessioni con strutture adiacenti, da trasformazioni e da fasi costruttive differenti: essa può essere utilizzata per valutare il modo principale di vibrazione in ciascuna direzione, mentre maggiore cautela deve essere utilizzata nel considerare il contributo dei modi superiori, che hanno poco significato per una struttura caratterizzata da un comportamento non lineare dei materiali già per valori modesti dell'azione orizzontale. Infine, è opportuno utilizzare l'analisi dinamica non lineare solo in casi molto particolari, quando la complessità della struttura e l'importante contributo di diversi modi di vibrazione non consentono di ricondurre, con sufficiente attendibilità, la risposta sismica a quella di un sistema non lineare equivalente ad un solo grado di libertà. L'utilizzo dei metodi di analisi statica non lineare, infine, considerato nel caso di edifici in muratura esistenti come metodo standard per la verifica, come precedentemente introdotto, risulta condizionato al ragionevole onere computazione associato alla scala dell'aggregato esaminato e al livello di accuratezza con il quale è stato possibile acquisire le informazioni sul fabbricato.

Fatte salve le considerazioni precedenti e i potenziali limiti rintracciabili nei vari metodi di analisi proposti, quando applicati al caso di complessi aggregati edilizi, appare lecito considerare come metodi standard per la verifica quello dell'analisi cinematica lineare nel caso di meccanismi di 1° modo e dell'analisi lineare nel caso di modalità di 2° modo, come meglio illustrato nel paragrafo seguente. Evidentemente con ciò non si intende esclusa a priori l'adozione di metodi di analisi non lineare (con particolare riferimento all'analisi statica non lineare e al metodo di analisi cinematica non lineare).

4.4. Verifiche di sicurezza

Finora è stato effettuato implicito riferimento alle verifiche di sicurezza relative all'azione sismica, tuttavia una verifica esaustiva dell'Unità di Analisi investigata non può prescindere anche da una verifica di sicurezza in condizioni statiche per azioni ordinarie. Al riguardo possono essere presi in considerazione i concetti delle verifiche proposte nelle NTC2008. Una esemplificazione di verifica alle azioni ordinarie dell'aggregato è illustrata nell'appendice B (§ B.4).

È comunque opportuno sottolineare come sia necessaria un'analisi critica dei risultati ottenuti da questa tipologia di verifiche (condizioni statiche per azioni ordinarie), essenzialmente mirate all'individuazione di carenze dovute ad errori grossolani di progettazione o di costruzione; è inoltre raccomandabile estendere tali verifiche a tutti i principali componenti strutturali (oltre agli elementi portanti verticali, a volte, solai, coperture, ecc.) o comunque a quegli elementi che, nelle fasi di conoscenza e diagnosi, hanno evidenziato marcate carenze.

Per quel che riguarda le verifiche di sicurezza sismica, è opportuno distinguere tra i criteri di verifica per i meccanismi locali e quelli per i meccanismi globali di resistenza.

Le verifiche dei meccanismi locali di danno e collasso possono essere svolte applicando, come già accennato, i principi dell'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico. L'applicazione del metodo di verifica presuppone la verifica di ciascuno dei meccanismi locali ritenuti significativi per l'Unità di Analisi identificati nella fase di interpretazione dei dati acquisiti nel processo conoscitivo (§ 3.1 e § 3.2). È utile richiamare che quindi nel caso della verifica per meccanismi locali è necessaria una loro preliminare definizione. Inoltre, a differenza del caso della verifica su un edificio isolato, occorrerà tenere in conto opportunamente nella stima del sistema di forze orizzontali da applicare anche gli effetti delle interazioni strutturali con gli edifici adiacenti, considerando quindi: carichi provenienti da solai o da pareti di Unità Strutturali adiacenti; spinte di archi di contrasto o da tiranti ancorati su altri edifici. L'identificazione di tale sistema di forze è implicita nella definizione stessa di Unità di Analisi che infatti non coincide necessariamente, nel caso di edificio in aggregato, con l'Unità di Intervento o quella Strutturale (introduzione al cap. 2).

L'analisi limite è di fatto utilizzata per valutare la capacità sismica, considerando tale azione come un sistema di forze orizzontali, proporzionali alle masse della costruzione attraverso un opportuno moltiplicatore. È tuttavia noto che l'accelerazione sismica (e quindi il valore del moltiplicatore) che attiva il meccanismo di collasso, quella per cui compaiono evidenti fessurazioni ed i diversi blocchi iniziano ad oscillare, è inferiore rispetto a quella che produce il vero e proprio collasso; l'azione sismica ha infatti natura dinamica, per cui un sistema labile di blocchi rigidi, pur oscillando, può tornare nella iniziale configurazione di equilibrio se l'impulso che ha attivato il meccanismo ha durata ed energia limitate, ed i successivi impulsi non sono tali da incrementare ulteriormente gli spostamenti. È quindi possibile valutare la capacità di spostamento del sistema, prima del vero e proprio collasso, facendo riferimento a configurazioni variate del cinematismo; in tale modo viene valutata una vera e propria curva di capacità del sistema, che rappresenta la resistenza offerta dalla struttura al crescere degli spostamenti e cioè l'andamento del valore del moltiplicatore orizzontale dei carichi all'evolversi del meccanismo, fino all'annullamento dell'azione sismica orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare (analisi cinematica non lineare).

Per la descrizione di tale metodo di valutazione della risposta sismica, che può essere preso come riferimento nel caso in cui si vogliono modellare meccanismi locali di collasso, si rimanda ai contenuti del punto C8A.4 della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617. Per quanto riguarda i metodi di analisi adottati per le verifiche di sicurezza, il metodo standard consigliato è quello dell'analisi cinematica lineare. L'impiego di altri approcci di verifica sismica, quali ad esempio quelli dell'analisi cinematica non lineare, non è tuttavia escluso a priori: quando si faccia affidamento a tale capacità di spostamento allora la verifica dovrà essere condotta secondo quanto descritto al punto C8A.4.2 della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617.

Alcune esemplificazioni del calcolo del moltiplicatore a collasso secondo tali principi sono illustrate nell'appendice B (§ B.2 e § B.3).

Per quel che riguarda le verifiche di sicurezza da effettuarsi in relazione all'analisi di meccanismi globali di resistenza, in generale l'analisi della capacità sismica globale dell'US potrà essere verificata attraverso metodologie semplificate. E' infatti opportuno ricordare che, come precedentemente discusso (cfr. § 8.7.1 delle NTC2008), l'analisi di una singola Unità Strutturale inserita nel contesto di un aggregato, applicando i metodi utilizzati per edifici isolati, senza una adeguata modellazione oppure con una modellazione approssimata dell'interazione con i corpi di fabbrica adiacenti, assume in generale un significato convenzionale ed in alcuni casi risulta addirittura impraticabile a causa dell'incertezza nella stima delle grandezze da adottare.

Si esaminino in primo luogo i metodi di verifica globale semplificata proposti per gli edifici in aggregati edilizi al § 8.7.1 delle NTC2008, richiamati nel § C8A.3.1 della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 e già precedentemente descritti:

- nel caso di analisi per singoli sistemi di pareti (orizzontamenti flessibili), si effettuano le verifiche dei singoli elementi resistenti, secondo i criteri esposti al § 7.8.2.2 delle NTC2008 per gli edifici in muratura ordinaria di nuova costruzione, con le integrazioni riportate al § 8.7.1.5;
- nel caso di analisi di singoli interpiani (orizzontamenti rigidi), si verifica separatamente ciascun interpiano dell'edificio, secondo i criteri forniti per l'analisi statica non lineare nel § 7.8.1.6 delle NTC 2008 e nel § C7.3.4.1 della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617.

È importante osservare che il § C8.7.1.1 della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 indica che quando a seguito delle analisi conoscitive e della diagnosi interpretativa si ritiene che la costruzione non manifesta un chiaro comportamento d'insieme (ad esempio nel caso di aggregati estesi e di geometria complessa non dotati di solai rigidi e resistenti nel piano, né di efficaci e diffusi sistemi di tiranti), ma piuttosto tende a reagire al sisma come un insieme di sottosistemi (meccanismi locali), la verifica su un modello globale può non avere rispondenza rispetto al suo effettivo comportamento sismico. In tali casi la verifica complessiva della risposta sismica del manufatto non richiede necessariamente il ricorso ad un modello globale della costruzione e può essere effettuata attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali, effettuate in modo generalizzato e sistematico sui diversi elementi della costruzione, purché la totalità delle azioni sismiche sia coerentemente ripartita sui meccanismi locali considerati in ragione delle diverse rigidità e dei collegamenti e si tenga correttamente conto, anche in modo approssimato, delle forze scambiate tra i sottosistemi strutturali considerati.

E' infine opportuno precisare che anche nel caso della risposta sismica globale di unità edilizie in aggregato è possibile fare riferimento ai metodi di analisi non lineare, senza comunque necessariamente dovere fare ricorso a modelli di calcolo ad elementi finiti o a telaio equivalente.

In letteratura sono, infatti, disponibili modelli meccanici semplificati (basati su un numero limitato di parametri, geometrici e meccanici) che consentono di valutare in modo approssimato la curva di capacità della struttura. Attraverso la curva di capacità, la risposta strutturale risulta così definita non solo in termini di resistenza, ma anche di capacità di spostamento, che nel caso dell'analisi statica lineare è implicitamente tenuta in conto tramite l'introduzione del fattore di struttura. Generalmente tali modelli sono sviluppati per l'applicazione a edifici esistenti in muratura isolati e quindi occorre avere cura nella loro applicazione a tenere conto delle opportune modifiche per simulare gli effetti di interazione derivanti dal considerare UA inserite nel contesto di aggregati. Tipicamente tali effetti sono valutati – in maniera approssimata, data la natura semplificata di tali modelli – introducendo fattori correttivi alla risposta. In molti casi, in tali modelli, il calcolo della resistenza è effettuato a partire da quella offerta dai maschi murari nell'ipotesi di assumere un loro perfetto accoppiamento (nell'ipotesi dell'occorrenza di meccanismi di piano debole); in generale dunque gli effetti associati all'occorrenza di meccanismi che invece prevedono una prima fase della risposta governata dalla rottura delle fasce (come descritto al §3.2.1) sono trascurati. Tale ipotesi, nel caso degli aggregati edilizi, generalmente risulta adeguata, dato che nella maggior parte dei casi tale meccanismo è maggiormente inibito rispetto al caso di edifici isolati per la presenza delle Unità adiacenti.

Con riferimento all'adozione di tali modelli e metodi di analisi semplificati, nell'appendice B (§ B.5) è descritto un modello meccanico che consente: in primo luogo, una verifica semplificata mediante l'approccio di analisi statica lineare; in secondo luogo, mediante opportune integrazioni, una verifica semplificata secondo l'approccio dell'analisi statica non lineare.

Con riferimento all'approccio secondo l'analisi statica lineare proposto nelle NTC2008 , la verifica è semplificata poiché è omessa la verifica puntuale di ogni singolo elemento strutturale e la procedura propone il calcolo dell'accelerazione di collasso della struttura da confrontarsi poi con quella caratterizzante l'azione sismica di progetto (valutando in tal modo un indice di sicurezza).

Coerentemente con i principi su cui si basa l'analisi statica lineare, in primo luogo il modello propone esclusivamente il calcolo della resistenza strutturale. Tali dati sono poi integrati mediante la stima del periodo iniziale della struttura e della corrispondente capacità di spostamento per definire la curva di capacità della struttura e procedere così anche ad una verifica secondo l'approccio dell'analisi statica non lineare. La semplificazione nell'approccio adottato in questo secondo caso risiede nella definizione della curva di capacità ottenuta mediante un modello a base meccanica semplificato piuttosto che tramite un modello di dettaglio. Appare utile richiamare, come meglio specificato in § B.5, che il modello meccanico proposto presuppone per il calcolo della resistenza e della capacità di spostamento, il perfetto accoppiamento dei maschi murari.

Fatte salve queste ultime considerazioni sull'uso di approcci di modellazione e analisi semplificati, appare utile richiamare come, nel caso specifico di unità di testata o di angolo in cui, come precisato dalla norma, non sia possibile trascurare gli effetti torsionali, il ricorso a modelli di calcolo di maggiore dettaglio (ad esempio a telaio equivalente) potrebbe risultare utile al fine di stimare con maggiore accuratezza la risposta strutturale (a patto di modellare adeguatamente i vincoli con le unità adiacenti).

5. Progetto

5.1. Strategie per la scelta dell'intervento di rafforzamento/miglioramento

IN PREPARAZIONE

5.2. Proposta progettuale per il recupero e valorizzazione degli elementi d'interesse storico-artistico

IN PREPARAZIONE

BOZZA

6. Gruppo di Lavoro

Il presente Documento è stato predisposto da un Gruppo di lavoro costituito da:

- per il Dipartimento della Protezione Civile:

Mauro Dolce, Giacomo Di Pasquale, Elena Speranza

- per la Struttura Tecnica di Missione:

Gaetano Fontana, Francesco Nola

- per ReLUIS:

Gaetano Manfredi, Sergio Lagomarsino, Claudio Modena, Caterina Carocci, Francesca da Porto, Antonio Martinelli, Andrea Prota, Serena Cattari, Antonio Mannella, Lucia Milano, Marco Munari, Cesare Tocci, Maria Rosa Valluzzi

- Ufficio del Vice-Commissario Delegato per la Messa in Sicurezza dei Beni Culturali:

Luciano Marchetti, Corrado Marsili

BOWLEA

Appendice A: Elaborati grafici di cui al Capitolo 2

In questa appendice le rappresentazioni grafiche necessarie a riportare in forma chiara e utile ai fini progettuali le attività conoscitive dell'aggregato descritte nel Capitolo 2 sono esemplificate, attraverso grafici, mappe e tabelle tipo, che possono costituire un utile riferimento per le applicazioni reali.

A.1 Elaborati grafici per l'identificazione dell'aggregato

I primi dati da riportare riguardano la (eventuale) denominazione del bene, la toponomastica (includere le coordinate geografiche), e i dati catastali ed il numero di aggregato (attribuito dal Comune).

Per l'identificazione dei fabbricati facenti parte dell'aggregato si consiglia l'uso di una scala grafica 1:500 (Figura A.1). Devono inoltre essere specificati, a parte, i riferimenti di tutti i proprietari e le attuali destinazioni d'uso (Tabella A.1).

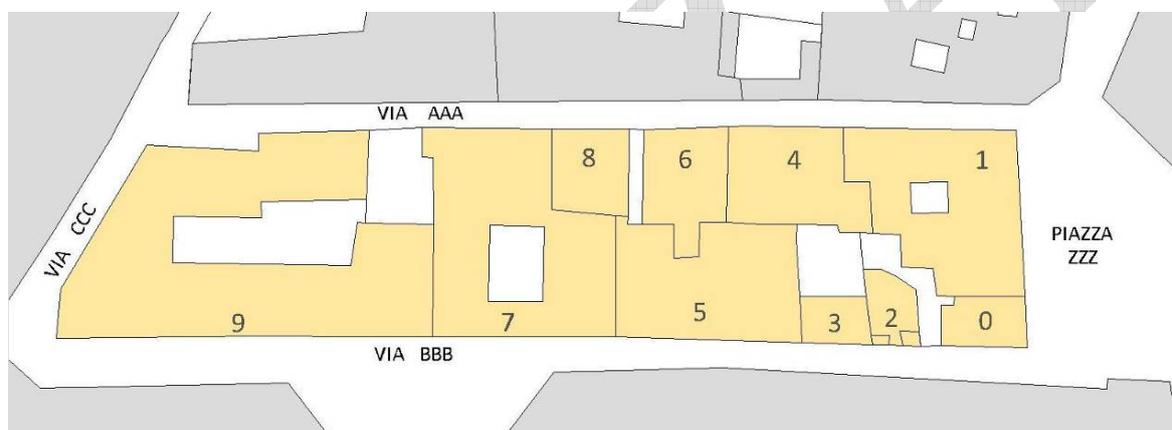


Figura A. 1: Stralcio planimetrico dell'aggregato in oggetto

IDENTIFICATIVI CATASTALI	PROPRIETARI	USO
foglio X part 0 sub a	MARIO ROSSI	abitazione
foglio X part 0 sub b	MARIO ROSSI	garage
foglio X part 1 sub a	MARIO BIANCHI 25% LUCA VERDI 75%	commerciale
foglio X part 1 sub b	MARIO BIANCHI 25% LUCA VERDI 75%	magazzino
foglio X part 1 sub c	MARIO BIANCHI	ufficio
foglio X part ... sub

Tabella A.1: Riferimenti dei proprietari e delle destinazioni d'uso

Può essere utile avvalersi di foto aeree che identifichino l'aggregato nell'ambito del centro urbano di cui fa parte (Figura A. 2). E' necessario inoltre riportare ulteriore cartografia, ad esempio carte dei vincoli artistici, ambientali, etc., e i decreti di vincolo degli immobili vincolati onde dichiarare la presenza di edifici vincolati all'interno del complesso in esame o altro tipo di restrizioni vigenti (Figura A. 3). Può essere d'aiuto riportare un quadro d'assieme del rilievo dei danni e dell'agibilità estesa al complesso oggetto di studio ed eventualmente a quelli adiacenti (Figura A. 4).



Figura A. 2: Foto aerea dell'aggregato in oggetto

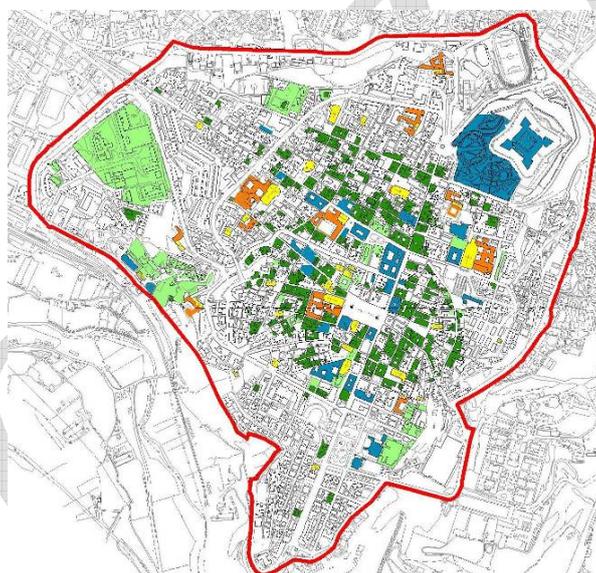


Figura A. 3: Carta degli edifici vincolati

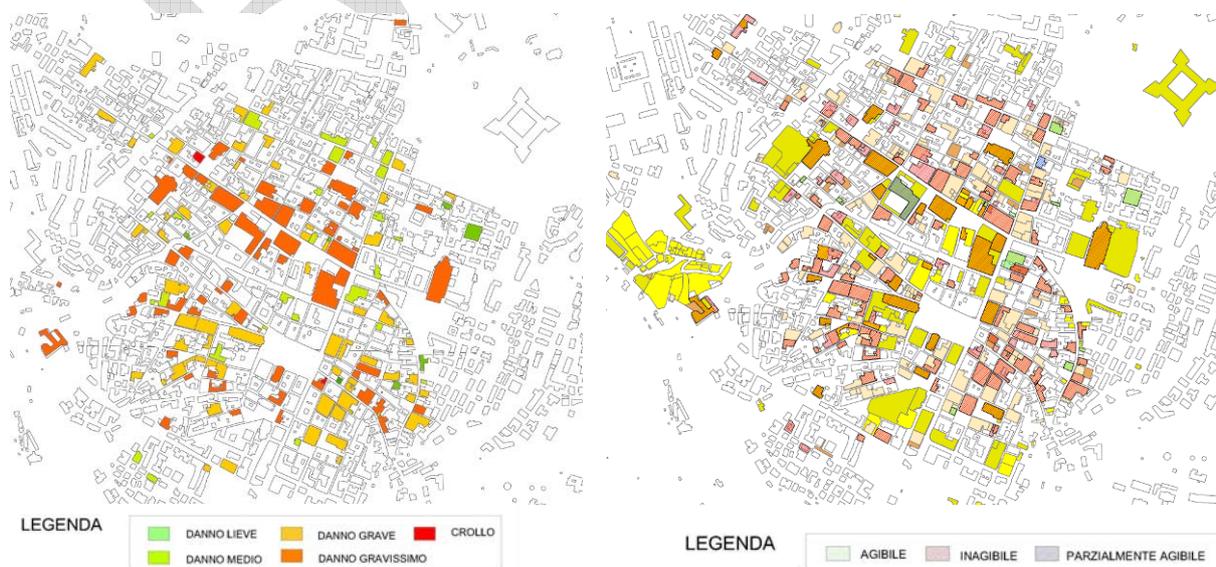


Figura A. 4: Rilievo del danno (sinistra) e rilievo dell'agibilità del patrimonio monumentale del centro storico di L'Aquila (destra). Aggiornati al 20 Luglio 2009.

E' necessario utilizzare ulteriore cartografia tematica (carta morfologica, geologica, idrogeologica e così via), se disponibile, riportando le relative informazioni che da essa possono essere desunte (informazioni geotecniche ed altre informazioni utili ad inquadrare la tipologia di rischi a cui l'aggregato è potenzialmente esposto, tra cui quello sismico). Nell'esempio di Figura A. 5, la Carta di Microzonazione Sismica pubblicata nel dicembre 2009 dalla Protezione Civile per il centro storico di L'Aquila.



Figura A. 5: Microzonazione sismica livello1: centro storico

Qualora l'aggregato risulti essere oggetto di una suddivisione in Unità Minime di Intervento, è necessario aggiungere una planimetria con la perimetrazione di tutte le UMI in cui questo è stato ripartito, mettendo in evidenza la UMI oggetto di intervento (Figura A. 13).

A.2 Elaborati grafici per lo studio dell'evoluzione dell'aggregato

Nell'esempio che segue vengono riportati alcuni elaborati "tipo" relativi alle trasformazioni dell'aggregato nel corso del tempo. La ricostruzione della storia costruttiva dell'aggregato si svolge partendo da evidenze direttamente osservabili sul campo, basate essenzialmente sulla ispezione visiva dell'aggregato, avvalorate da un esame della cartografia catastale e storica appartenente ad epoche diverse, in grado di documentare lo sviluppo processuale dell'edilizia di base (Figura A. 6).

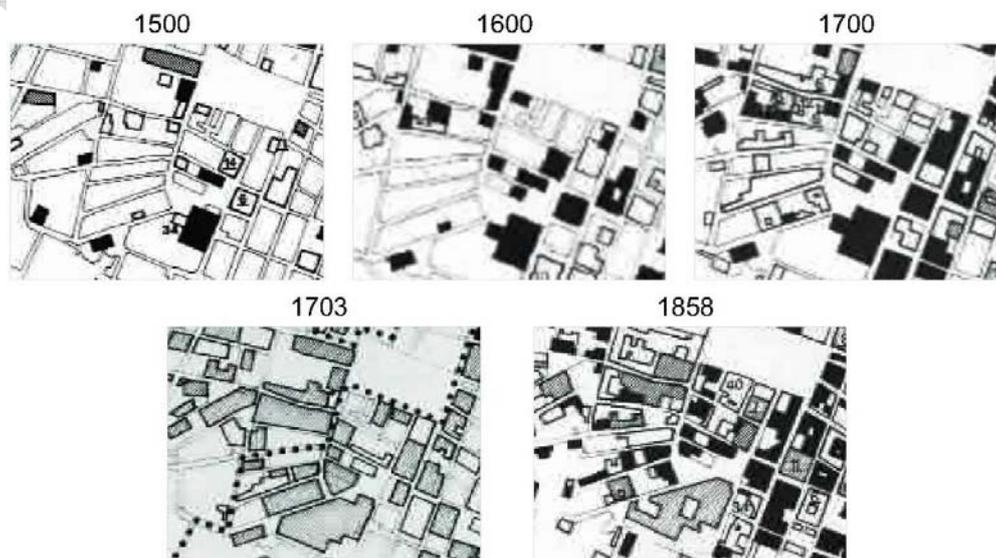


Figura A. 6: Cartografia storica: in bianco sono individuati gli edifici realizzati nel periodo storico in cui è stata redatta la tavola, in nero gli edifici esistenti, in grigio gli edifici che hanno subito forti modifiche; nella tavola 1703 la campitura indica gli edifici fortemente danneggiati dal sisma.

Di seguito, alcuni elaborati che integrano lo studio della cartografia disponibile ai fini della ricostruzione della storia costruttiva dell'aggregato, mediante il rilievo di evidenze in sito su prospetti ed alzati. In particolare si riportano elaborati che mettono in luce le variazioni occorse in termini di numero dei piani, tra cui le sopraelevazioni (Figura A. 7), ed elaborati relativi all'analisi dei prospetti, in particolare di quelli su fronte stradale, per quanto riguarda la disposizione delle bucaure, valutando aspetti quali, ad esempio, allineamento, simmetria, spalle di estremità (Figura A. 8).



Figura A. 7: Individuazione delle sopraelevazioni e delle unità ad un piano.



Figura A. 8: Individuazione assialità aperture.

Il risultato dell'esame può essere sintetizzato in tavole grafiche, anche tridimensionali, che illustrino la sintesi dello studio condotto (Figura A. 9).

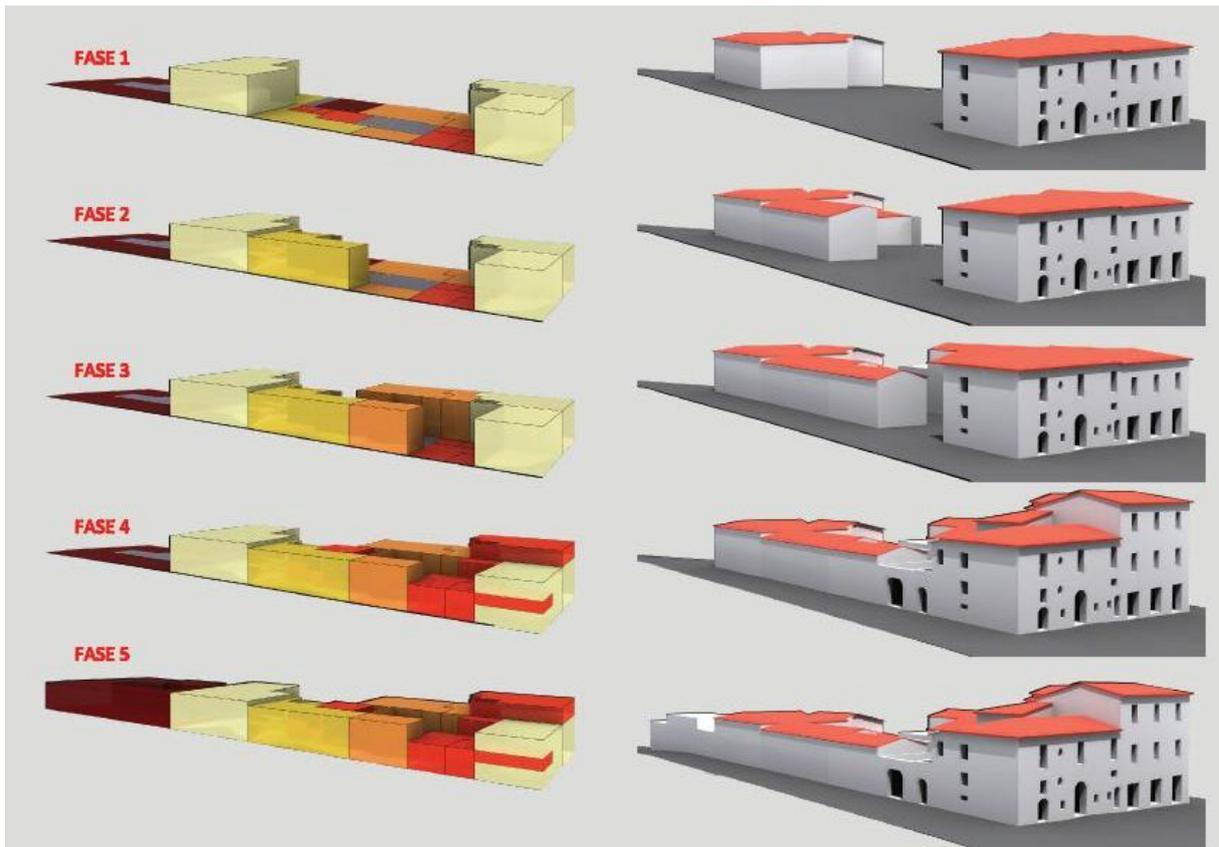
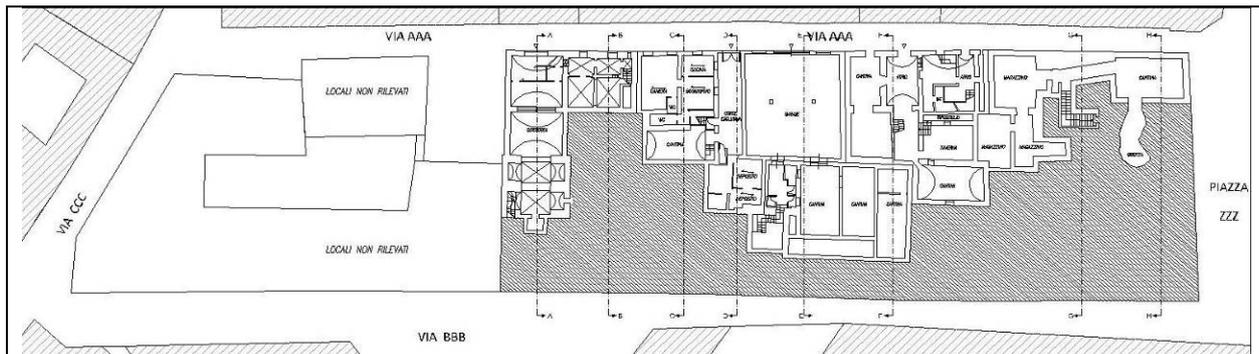


Figura A. 9: Ipotesi evolutive dell'aggregato.

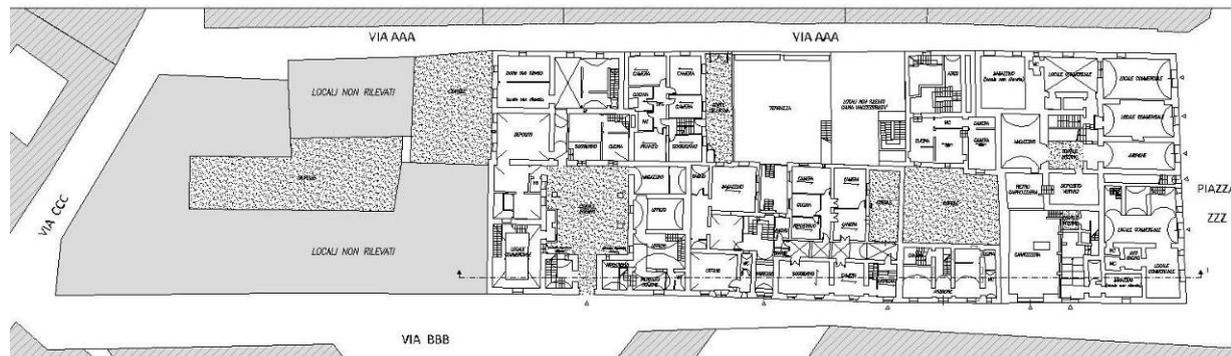
A.3 Elaborati relativi al rilievo geometrico

La rappresentazione dell'aggregato viene eseguita con piante (Figura A. 10), sezioni (Figura A. 11) e prospetti (Figura A. 12) che lo inquadrano nella sua totalità in scala idonea alla sua comprensione; e con scale dall'1:100 fino all'1:50, per gli elaborati relativi alle singole U.M.I. Anche scale superiori (1:200) possono risultare accettabili a seconda della complessità e delle dimensioni del sistema strutturale. Nello studio dell'aggregato dovranno essere evidenti le caratteristiche plano altimetriche, l'eventuale sviluppo in pendio, la differenza di quote e di livelli. E' raccomandabile individuare i diversi livelli dell'aggregato, per la produzione delle planimetrie, in relazione a quote assolute, giacché le unità facenti parte dell'aggregato spesso si trovano su strade in pendio, e quindi a quote diverse. Questo facilita la redazione e la comprensione delle sezioni e dei prospetti dell'aggregato, nonché la comprensione anche di comportamenti strutturali d'assieme dello stesso.

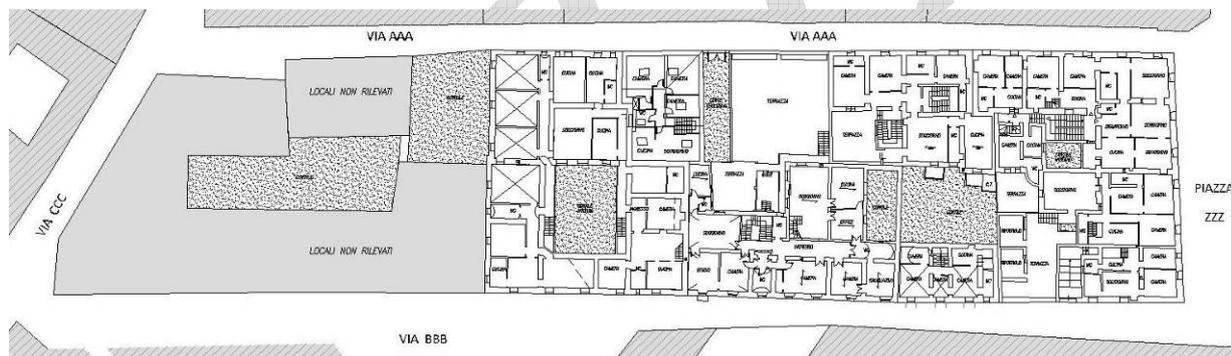
Il rilievo geometrico sarà corredato da un'estesa e dettagliata documentazione fotografica, con indicazione dei relativi coni ottici sulle planimetrie di riferimento (vedasi Figura A. 13 per l'individuazione della U.M.I. 1 nell'esempio di riferimento, e la relativa Figura A. 14 con rilievo geometrico e fotografico della stessa).



Livello -1



Livello 0



Livello 1



Figura A. 12: Principali prospetti dell'aggregato.

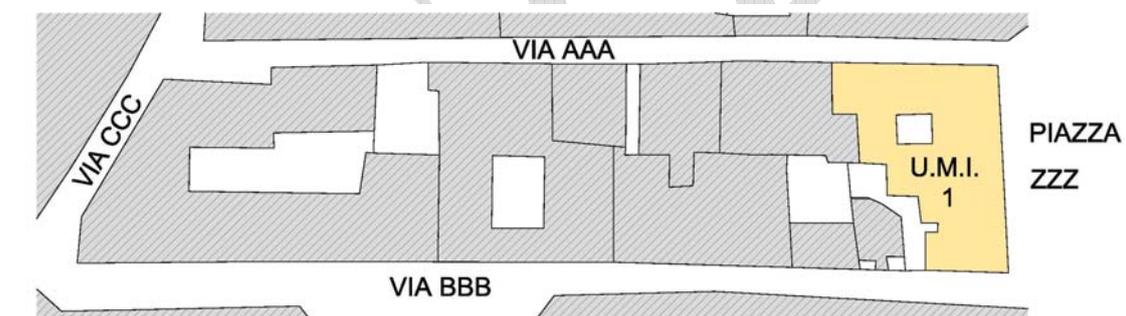


Figura A. 13: Individuazione della U.M.I. 1.

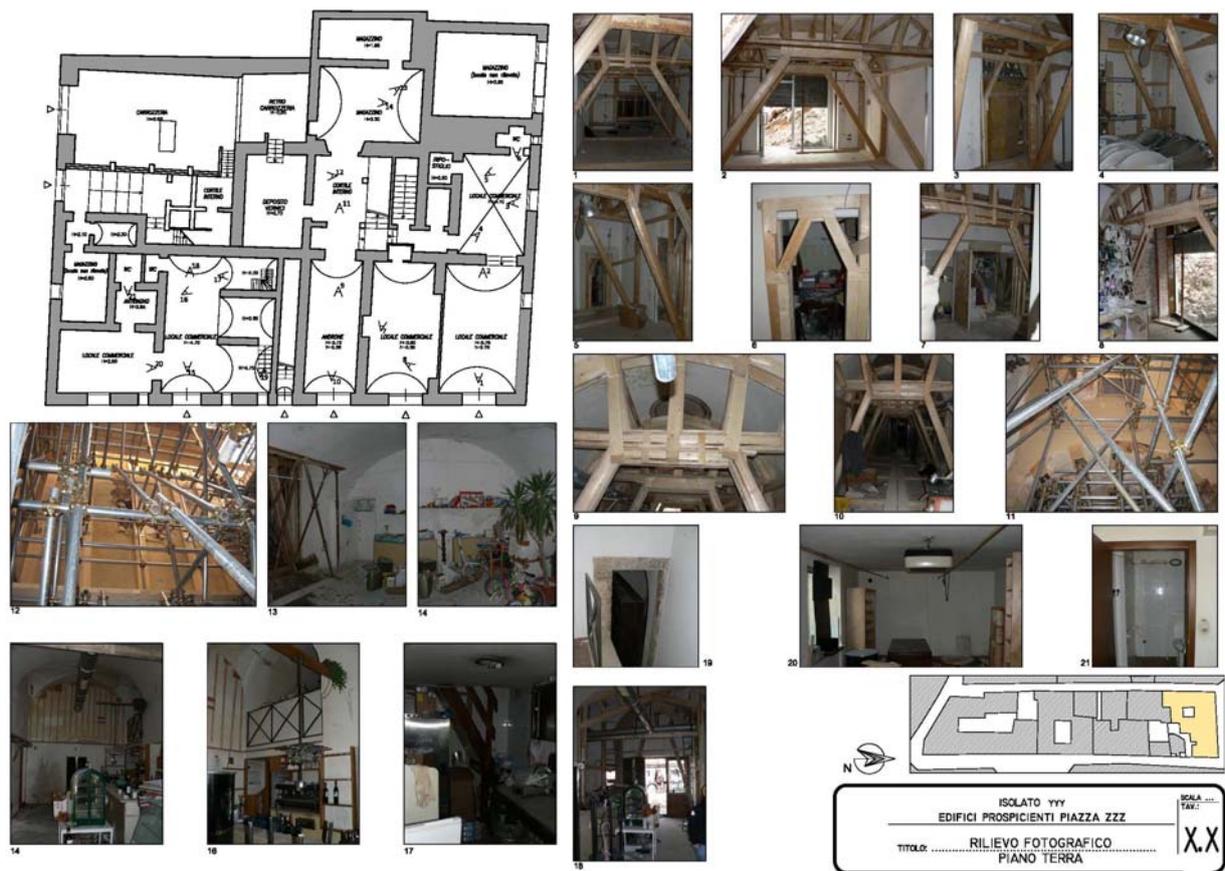


Figura A. 14: Rilievo geometrico dell'U.M.I.1 e documentazione fotografica

La restituzione tridimensionale dell'organismo (Figura A. 15) può essere complessa, ma è certamente utile ai fini della comprensione dell'organismo, dei meccanismi di danno da esso subiti e della modellazione.

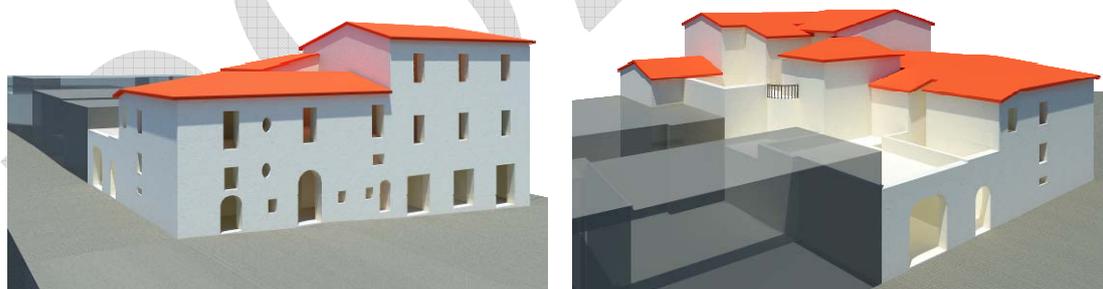


Figura A. 15: Restituzione tridimensionale dell'aggregato.

A.4 Elaborati relativi al rilievo costruttivo-strutturale

Si deve descrivere puntualmente ogni porzione della struttura esaminata, in relazione alle strutture portanti verticali e agli orizzontamenti, la tecnica costruttiva usata per la realizzazione di ciascun elemento e le connessioni tra gli elementi. Tali descrizioni vanno sviluppate in modo approfondito quantomeno su una parte dell'aggregato o sua porzione (UMI, Figura A. 16), e poi eventualmente sintetizzate sul resto della struttura oggetto di analisi (Figura A. 17; Figura A. 18).

Per quanto riguarda le murature ed i principali sistemi di orizzontamento, è utile affiancare alle piante anche abachi riepilogativi ove sono illustrati e descritti sinteticamente i sistemi

strutturali rintracciati in loco e possibilmente ordinati in relazione alle caratteristiche meccaniche.

Il rilievo costruttivo-strutturale deve altresì riportare gli eventuali presidi antisismici riscontrabili, storici (catene metalliche, lignee, speroni) o di più recente fattura (cordoli). Il rilievo viene sviluppato sulle medesime basi del rilievo geometrico, in scale leggibili come ad esempio 1'1:100, ed eventualmente dettagli costruttivi di tipologie particolari o ricorrenti. Anche questo rilievo deve essere accompagnato da dettagliata documentazione fotografica.



SEZIONE A-A

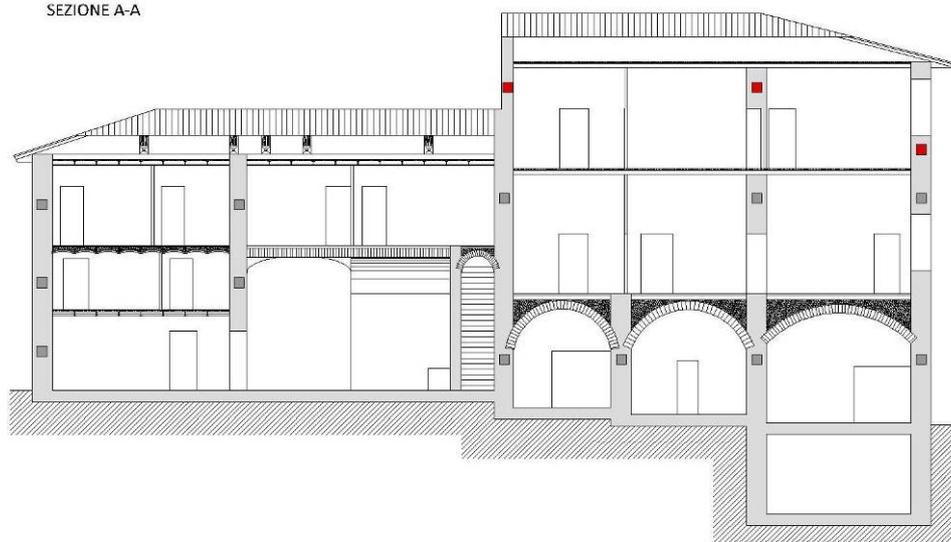


Figura A. 16: Rilievo costruttivo-strutturale della U.M.I. 1: piante, sezioni e legenda.

Analisi delle strutture verticali portanti

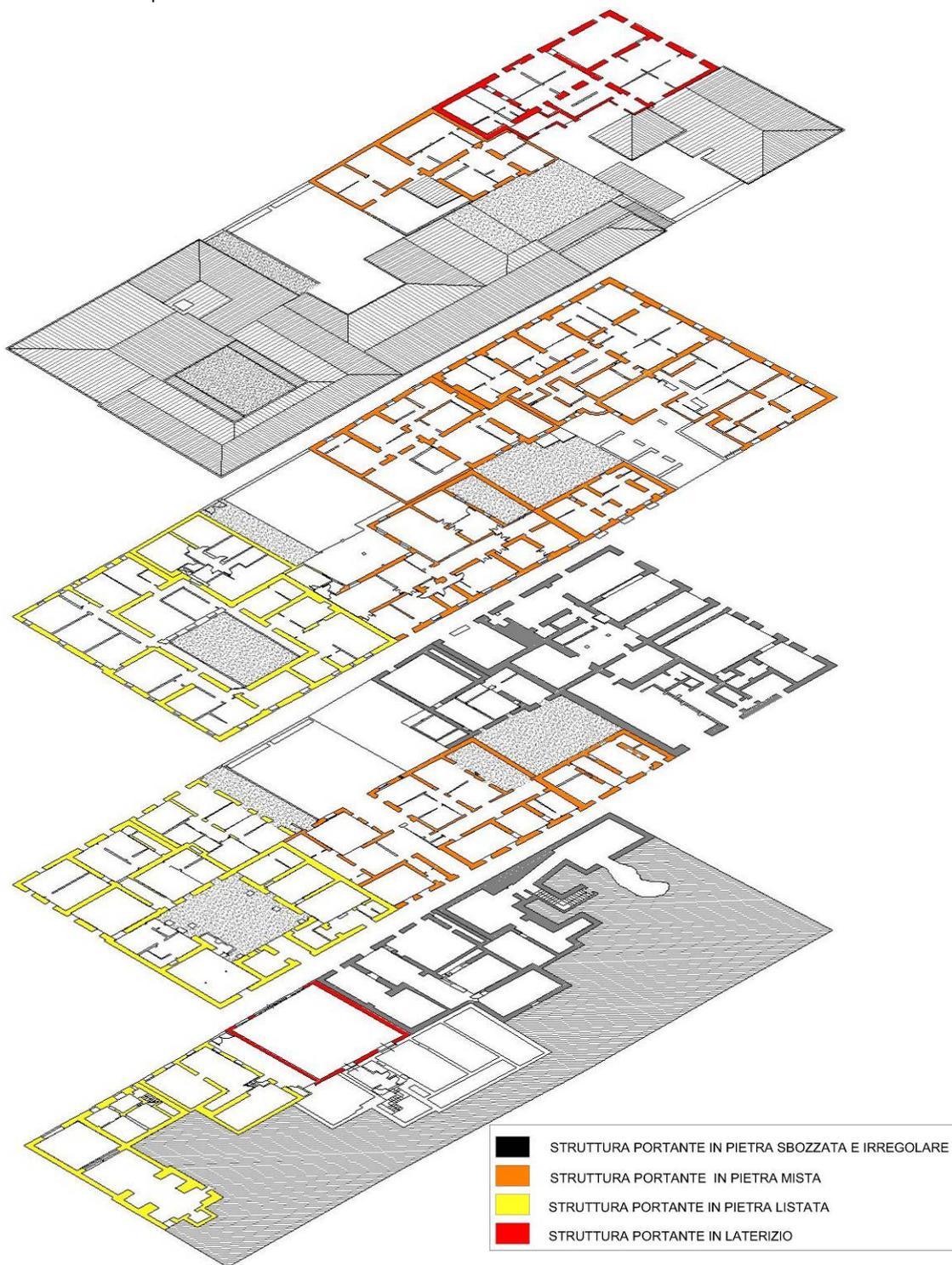


Figura A. 17: Analisi delle strutture verticali portanti dell'aggregato.

Analisi degli orizzontamenti

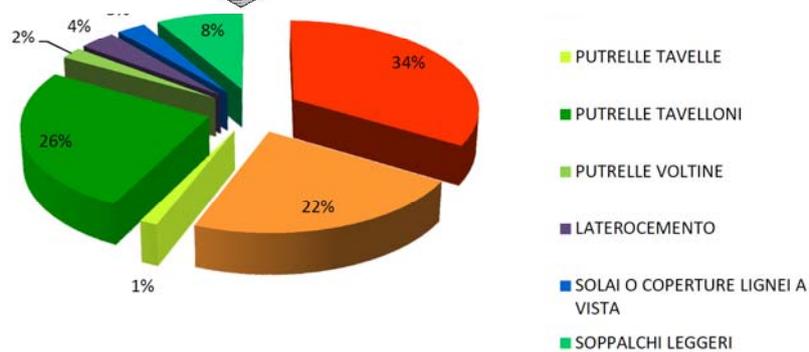
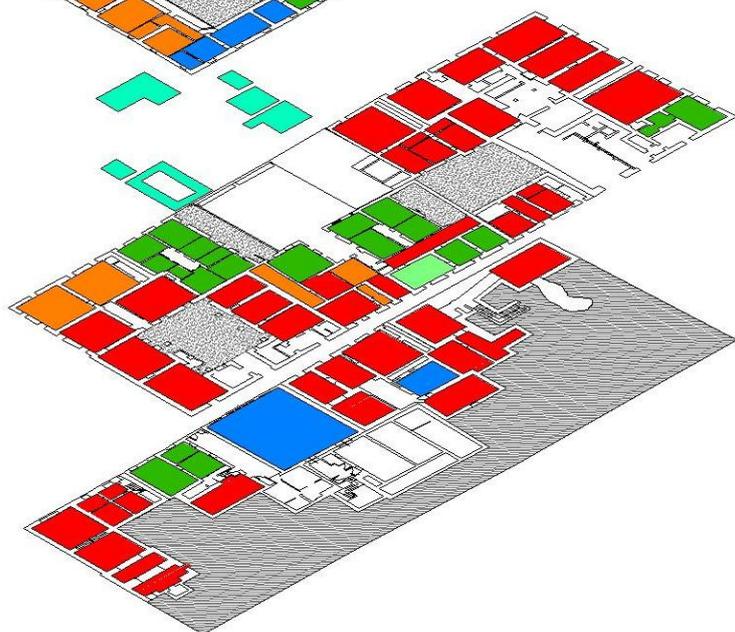
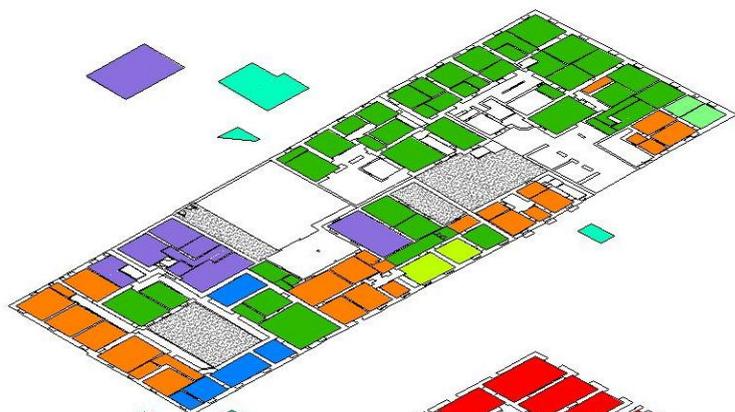
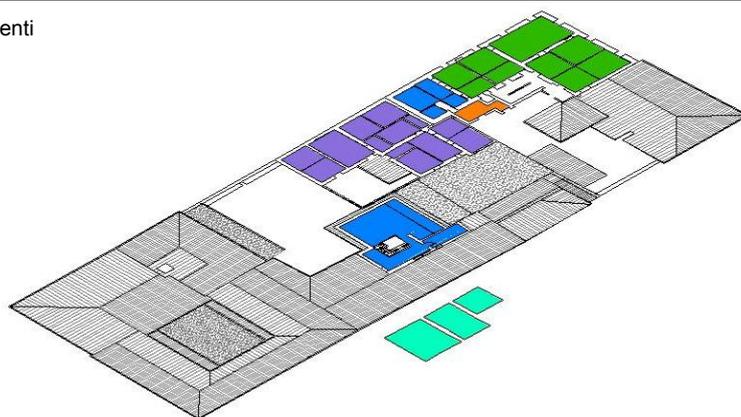


Figura A. 18: Analisi degli orizzontamenti dell'aggregato.

In linea con quanto affermato nelle *Linee Guida per gli interventi di miglioramento sismico degli edifici in aggregato nei centri storici* (Reluis 2009), l'analisi critica della tecnica costruttiva presente “viene condotta per via comparativa, basandosi sulla osservazione diffusa degli elementi costruttivi e sul rilievo di un certo numero di essi, scelti in modo da rappresentare le diverse soluzioni identificate. La finalità di tale analisi è la ricostruzione del lessico costruttivo locale con le sue regole e le sue varianti, che può essere riportato graficamente tramite dettagli costruttivi o tavole esemplificative, sempre accompagnate da documentazione fotografica. Riconosciuto il lessico costruttivo locale, sarà possibile distinguere, per differenza, le esecuzioni di buona qualità costruttiva da quelle costruttivamente precarie e insufficienti”.



Figura A. 19: Individuazione delle tipologie di muratura e di orizzontamento principale.

A.5 Elaborati relativi al rilievo critico dello stato di danno, dei dissesti e del degrado

La rappresentazione avviene riportando i quadri fessurativi in elaborati grafici, (piane, sezioni e prospetti), ed individuando successivamente i meccanismi attivati o in procinto di attivarsi. Anche l'analisi critica del danno deve essere condotta sull'intero aggregato (Figura A. 20), o su una sua porzione (UMI), secondo elaborati eseguiti in scale analoghe alle analisi già effettuate, ad esempio 1:100, ed all'occorrenza illustrando dettagli relativi alle zone ove il danno è più concentrato (Figura A. 21; Figura A. 22). Anche in questo caso, l'affiancamento della documentazione fotografica del danno è un utile supporto alla comprensione delle tavole.



Figura A. 20: Rilievo del danno sull'intero aggregato.

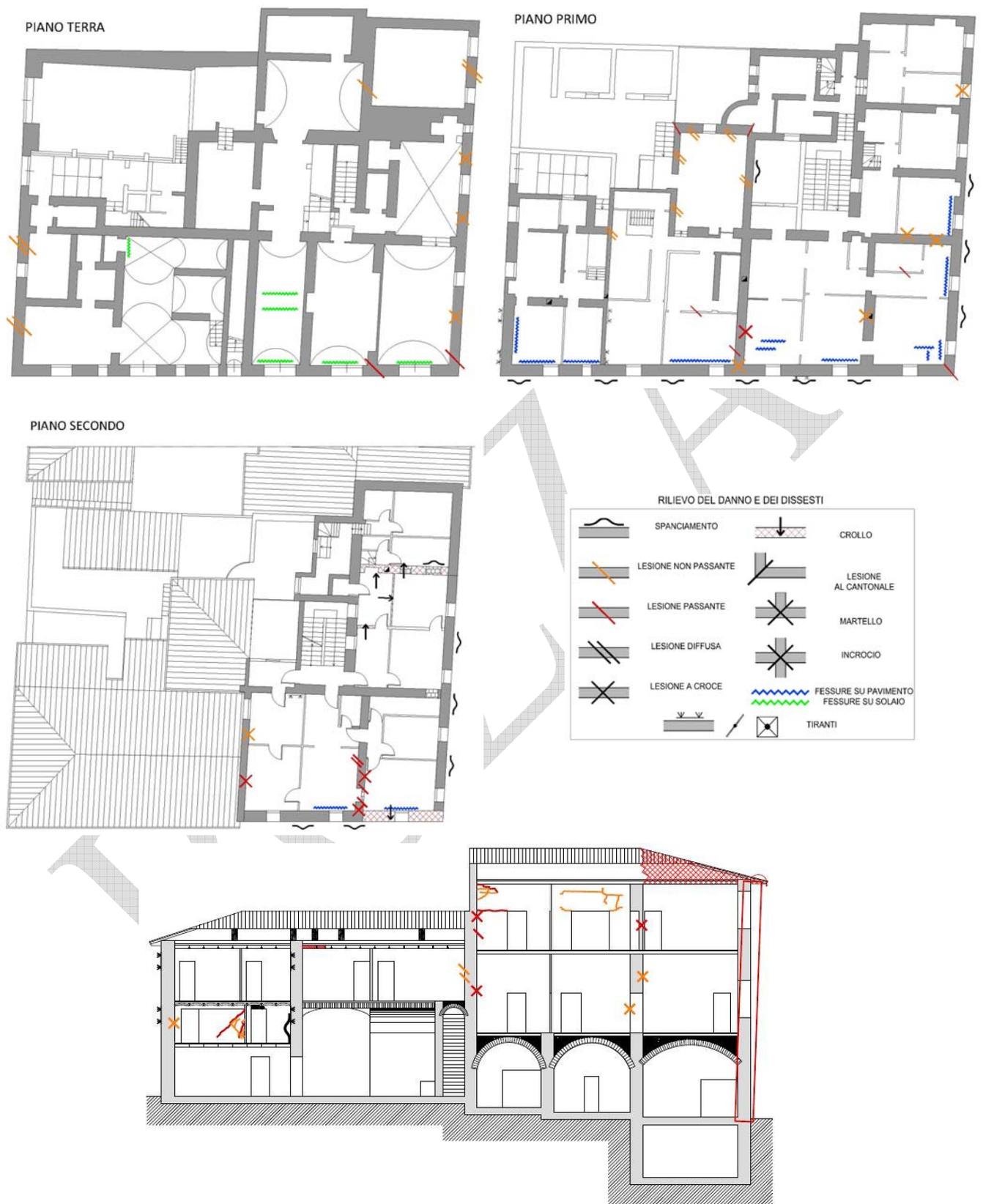
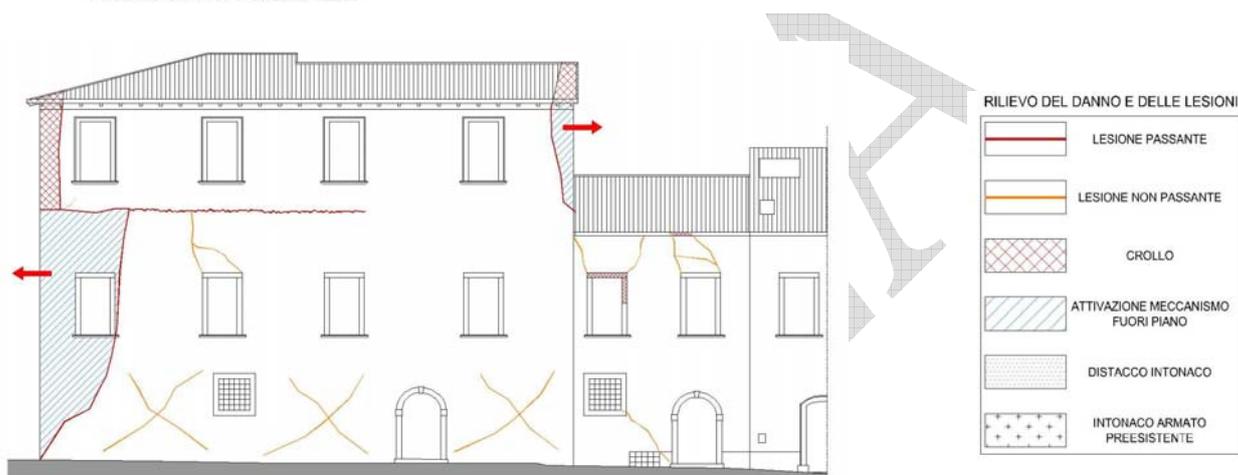


Figura A. 21: Rilievo del danno sull'U.M.I. 1: piante, sezioni e legenda.



PROSPETTO Piazza ZZZ



PROSPETTO Via AAA

Figura A. 22: Rilievo del danno sull'U.M.I. 1: prospetti e legenda.

Appendice B: Analisi del manufatto e valutazione della sicurezza

B.1 Note generali

Nella presente Appendice, si esemplificano e sintetizzano gli aspetti di calcolo legati:

- all'analisi dei cinematismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura (§ B.2, § B.3);
- alle verifiche di sicurezza relative alle condizioni statiche per azioni ordinarie degli elementi portanti verticali in muratura nel caso di aggregati (§B.4);
- alla analisi sismica globale di edifici in aggregato tramite metodi semplificati, con particolare riferimento ad un modello meccanico basato sul comportamento di 2° modo (§B.5).

Con particolare riferimento all'analisi dei cinematismi di collasso locali si richiama anzitutto quanto segue.

Il D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008 e la relativa Circolare 2 febbraio 2009 n. 617, al Punto C8.7.1.1 riguardante gli edifici esistenti, indicano che la valutazione della sicurezza sismica degli edifici in muratura va eseguita, oltre che con riferimento al comportamento sismico globale, anche con riferimento all'analisi dei meccanismi locali di collasso. *“Quando la costruzione non manifesta un chiaro comportamento d'insieme, ma piuttosto tende a reagire al sisma come un insieme di sottosistemi (meccanismi locali), la verifica su un modello globale non ha rispondenza rispetto al suo effettivo comportamento sismico... In tali casi la verifica globale può essere effettuata attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali.”*

Meccanismi di risposta di questo tipo devono quindi essere opportunamente considerati nella definizione di un modello di analisi che sia realmente rappresentativo del comportamento sismico strutturale. Il primo aspetto dell'analisi riguarda dunque il riconoscimento delle condizioni che predispongono all'attivazione di meccanismi locali di danno e collasso e quindi la valutazione della necessità di effettuare analisi cinematiche in sostituzione o in integrazione di analisi della risposta globale del sistema. L'individuazione delle modalità di collasso significative per gli edifici si compie quindi innanzitutto attraverso la ricerca di sconnessioni, presenti o che possono formarsi nella compagine muraria a causa delle azioni sismiche, che individuano macroelementi (porzioni più o meno estese della struttura muraria che, nel caso di murature di adeguata qualità, si comportano monoliticamente) suscettibili di instabilità.

I principali fattori condizionanti il riconoscimento di ciascun meccanismo, riportati anche al §3.2 e più nello specifico nelle sotto-sezioni da §3.2.2 a §3.2.5 per i quattro principali raggruppamenti di meccanismi cinematici (ribaltamento semplice, ribaltamento composto, flessione verticale e flessione orizzontale), sono essenzialmente rappresentati da:

- le condizioni di vincolo della parete interessata dal meccanismo, sia per quanto riguarda la sommità della stessa, sia per quanto riguarda le estremità laterali della parete ed i vincoli con eventuali orizzontamenti intermedi; l'assenza, la carenza o la cattiva qualità di tali condizioni di vincolo può predisporre all'attivazione del meccanismo;
- l'occorrere di carenze costruttive tecnologiche e di vulnerabilità specifiche, da cui tra l'altro dipendono strettamente le condizioni di vincolo ipotizzabili per i corpi coinvolti nel cinematismo, e la cui esistenza nell'edificio determina condizioni favorevoli all'attivazione del meccanismo trattato;
- la presenza di sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo, in particolare le condizioni di danneggiamento e dissesto che più frequentemente si

associano all'avvenuta attivazione del meccanismo e che consentono, qualora vengano rilevate, di ipotizzare le modalità di collasso attivate dall'edificio;

- la conoscenza ed il riconoscimento delle differenti varianti del meccanismo, ovverosia le differenti configurazioni dei corpi coinvolti nel cinematismo di collasso, in relazione alle diverse caratteristiche costruttive degli edifici.

Una volta riconosciuti i meccanismi di collasso più significativi per la struttura oggetto di studio, l'analisi degli stessi si articola in due fasi principali. Nella prima fase, si valuta il moltiplicatore orizzontale dei carichi agenti sugli elementi strutturali, rapporto tra i momenti ribaltanti legati all'azione delle forze orizzontali applicate ed i corrispondenti momenti stabilizzanti legati ai pesi delle masse presenti, o ad altre forze con effetto stabilizzante (es. l'azione dei tiranti), che porta all'attivazione del cinematismo di collasso locale considerato. Ad ausilio di questa prima fase si riportano al §B.2 alcune schede, che costituiscono una sorta di guida essenziale al calcolo del coefficiente di attivazione per alcuni meccanismi cinematici particolarmente significativi e frequenti². Tali schede comprendono: una sintetica descrizione delle modalità di collasso associate al meccanismo trattato, accompagnata da una illustrazione schematica dello stesso e da riferimenti fotografici di dissesti realmente manifestatisi e riconducibili all'attivazione del meccanismo in questione. Vengono poi fornite le variabili per il calcolo numerico, con riferimento allo schema di calcolo del meccanismo fornito, e la formulazione analitica del relativo problema cinematico. Vi è infine lo spazio per ulteriori brevi note o per la definizione di altre grandezze (ad esempio, il tiro nelle catene, etc). Per altri meccanismi è possibile fare riferimento alle schede Allegate alle Linee Guida per la Riparazione ed il Rafforzamento di Elementi Strutturali, Tamponature e Partizioni.

Dopo il calcolo del coefficiente di attivazione del cinematismo, si deve procedere alla verifica di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche di riferimento, coerentemente con quanto richiesto dalla Circolare 2 febbraio 2009 n. 617, al punto C8A.4 riguardante l'analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura.

Tale verifica deve essere condotta nei confronti dello Stato Limite di salvaguardia della Vita (ed auspicabilmente nei riguardi dello Stato Limite di Danno), confrontando l'accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo, ottenuto mediante analisi cinematica lineare, con l'accelerazione di picco della domanda sismica, valutata dallo spettro elastico ridotto con fattore di struttura q (SLV). Nel caso delle verifiche nei confronti dello SLV, l'analisi può essere condotta anche per via cinematica non-lineare, confrontando la capacità di spostamento ultimo del meccanismo locale e la domanda di spostamento ottenuta dallo spettro di spostamento. Nella sezione §B.3 sono riportati i passi necessari all'esecuzione delle verifiche secondo tali procedure per il primo meccanismo analizzato al §B.2.1, essendo per gli altri cinematismi la procedura di calcolo analoga, e diversificata sulla base delle masse e delle forze agenti nei diversi meccanismi allo studio. Nelle schede e negli esempi svolti nei prossimi paragrafi, si considerano in via generale strisce di muratura di lunghezza unitaria. Per il calcolo e la verifica dei cinematismi descritti nei seguenti paragrafi, sono disponibili il software per la verifica lineare dei meccanismi negli edifici in muratura C.I.N.E. (versione 1.0.4) e la procedura automatica per il calcolo e la verifica, lineare e non lineare, di meccanismi di pareti in muratura C-Sisma 3.0 PRO (<http://www.reluis.it>).

- Nel caso delle verifiche di sicurezza relative alle condizioni statiche per azioni ordinarie delle pareti portanti in muratura, come già anticipato al § 4.4, con riferimento esclusivamente allo Stato Limite Ultimo (poiché le NTC 2008 indicano espressamente che,

² Molti altri tipi di meccanismo identificabili, possono essere comunque ricondotti a tali meccanismi base, che possono attivarsi anche in forma parziale coinvolgendo ad esempio solo alcuni piani dell'edificio.

per le strutture in muratura, lo Stato Limite di Danno può ritenersi automaticamente verificato quando lo sia quello Ultimo), il metodo semplificato proposto in § B.4 è basato sull'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete coerentemente con quanto proposto nelle suddette NTC2008 al punto 4.5.6.2. per la verifica a presso flessione per carichi laterali (resistenza e stabilità fuori dal piano). In § B.4 è proposta una sintesi dei passi in cui sostanzialmente si articola la procedura nel caso di una Unità di Analisi inserita nel contesto di un aggregato.

Per quanto riguarda infine l'analisi sismica globale di edifici in aggregato tramite modelli semplificati, con riferimento a quanto riportato nel § 4.3, in §B.5 è proposto un modello meccanico che consente una valutazione quantitativa dell'accelerazione di collasso (o di danno a seconda dello stato limite considerato) dell'Unità di Analisi, nell'ipotesi che questo si verifichi per rottura degli elementi resistenti verticali (maschi murari) considerando esclusivamente la risposta nel piano delle pareti. In particolare, è opportuno precisare che la resistenza associata ai pannelli murari è valutata con riferimento a criteri di resistenza analoghi a quelli proposti nelle NTC2008 nel caso di edifici esistenti. Il metodo proposto, coerentemente con l'approccio adottato anche nelle *Linee Guida Patrimonio Culturale* nel caso dei modelli meccanici semplificati (LV1, valutazioni a scala territoriale, basate su un numero limitato di parametri geometrici e meccanici o che utilizzano strumenti qualitativi) per i palazzi, si configura nell'ambito dell'analisi statica lineare.

B.2 Schede per il calcolo del coefficiente di attivazione di tipici meccanismi cinematici

Appare utile precisare che, nelle schede seguenti, la posizione della cerniera, rispetto alla quale è imposto l'equilibrio alla rotazione del sistema di forze ribaltanti e stabilizzanti che portano al calcolo del moltiplicatore di attivazione del cinematismo α_0 , è stata assunta in generale in corrispondenza dello spigolo esterno del blocco soggetto al ribaltamento, nell'ipotesi dunque di resistenza a compressione del materiale infinita. I bracci di tutte le forze in gioco sono calcolati rispetto a tale punto. Pertanto, nel caso più generale, in cui si voglia rimuovere tale ipotesi, sarà sufficiente aggiornare la posizione assunta per la cerniera, arretrandola opportunamente (il calcolo della posizione della cerniera sarà così funzione dell'entità dei carichi applicati e della resistenza della muratura in esame).

Per quanto riguarda i sistemi di forze agenti, nel seguito è adottata la seguente notazione (j è l'indice associato alla numerazione dei blocchi coinvolti nel cinematismo – variabile da 1 a m –, i è quello associato alla numerazione dei piani – variabile da 1 a n):

- con riferimento alle azioni stabilizzanti:
 - W_j : indica il peso proprio del blocco j -esimo considerato nel cinematismo applicato nel suo baricentro individuato dalle coordinate $(d_{w,j}, h_{w,j})$ calcolate rispetto al sistema di riferimento posto nella cerniera ;
 - $N_{V,j}$: indica la risultante dei carichi verticali agenti sul blocco j -esimo (comprensiva dell'azione di solai, coperture e della componente verticale associata alla presenza di eventuali volte incidenti) applicata nel punto individuato dalle coordinate $(d_{N_{V,j}}, h_{N_{V,j}})$;
 - T_i : indica il tiro della catena eventualmente presente applicata al livello i -esimo e posta alla quota $h_{T,i}$;
- con riferimento alle azioni ribaltanti:
 - $\alpha W_j, \alpha N_{V,j}$: indicano i sistemi di forze orizzontali (i cui bracci risultano rispettivamente $h_{w,j}$ e $h_{N_{V,j}}$, secondo la notazione introdotta in precedenza), che simulano l'azione sismica, ottenuti amplificando di un fattore α le componenti verticali delle forze peso W_j e dei carichi verticali agenti $N_{V,j}$;
 - $N_{H,i}$: indica la risultante delle componenti orizzontali delle forze statiche agenti al piano i -esimo (associata dunque alla spinta orizzontale trasmessa da volte e/o all'effetto di spinte non contrastate di elementi di copertura); il braccio di tale risultante è indicato con $h_{N_{H,i}}$

L'altezza e lo spessore del blocco j -esimo sono indicati rispettivamente con h_j e b_j .

Appare opportuno sottolineare come, in sede di verifica, occorrerà poi opportunamente procedere, a partire dal valore del moltiplicatore α_0 , al calcolo di α_0^* (come illustrato nell'allegato B.3). Al riguardo, appare inoltre utile effettuare alcune precisazioni nel caso in cui, nei meccanismi illustrati nelle schede, sia considerata la presenza di catene. Di norma, in questo caso, le schede proposte forniscono il valore del moltiplicatore α_0 assegnato un prefissato valore del tiro. In alcuni casi, in aggiunta, è inoltre proposto anche il valore del tiro minimo da assegnare alle catene presenti al fine di impedire l'attivazione del meccanismo per un assegnato input sismico. Tale valore del tiro è ottenuto imponendo la condizione limite per cui l'accelerazione di attivazione del meccanismo α_0^* (ottenuta a partire dal moltiplicatore α_0 ed effettuando il passaggio in termini di curva di capacità) eguaglia l'azione sismica di riferimento. L'azione sismica di riferimento è computata come la massima tra lo spettro di progetto calcolato per $T_1=0$ e lo spettro di progetto opportunamente amplificato nel caso di cinematismi che coinvolgono porzioni a quote diverse da quella di base.

Pertanto, secondo la procedura sopra citata, è possibile calcolare un moltiplicatore $\alpha_{0,\min,i}$ pari a:

$$\alpha_{0,\min,i} = \max \left\{ \begin{array}{l} S_e(T_1)\psi(z_i)\gamma \\ a_g S \end{array} \right\} \frac{e^* FC}{qg}$$

In cui il significato delle grandezze introdotte è coerente con quello illustrato nel documento delle Norme Tecniche delle Costruzioni e ripreso nell'Allegato B.3.

In particolare nel caso di cinematismi che coinvolgono un unico blocco, riconducendo il sistema di forze agenti alla rispettiva risultante, la grandezza e^* vale 1 (nel caso infatti di blocco singolo il sistema di forze agenti si può ricondurre ad un'unica forza pari alla rispettiva risultante).

In particolare l'espressione di $\psi(z_i)$ può essere così sintetizzata:

$$\psi(z_i) = \frac{z_i}{H}$$

in cui H è l'altezza totale dell'edificio e z_i è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, della cerniera alla base del livello i -esimo di volta in volta considerato.

Il calcolo del tiro nelle catene negli esempi di calcolo illustrati nell'allegato alle Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di Elementi Strutturali, Tamponature e Partizioni (DPC-ReLUIIS, Bozza Agosto 2009 (<http://www.reluis.it>) pubblicato da ReLUIIS nel Luglio 2010 è analogo alla procedura sopra esposta.

B.2.1 Ribaltamento di parete ad 1 piano monolitica

Descrizione del meccanismo: Il meccanismo si riferisce alla rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti, tipicamente quella sommitale, (modellate tramite un unico blocco) rispetto ad una cerniera cilindrica posta alla base di esse.

Schema meccanismo

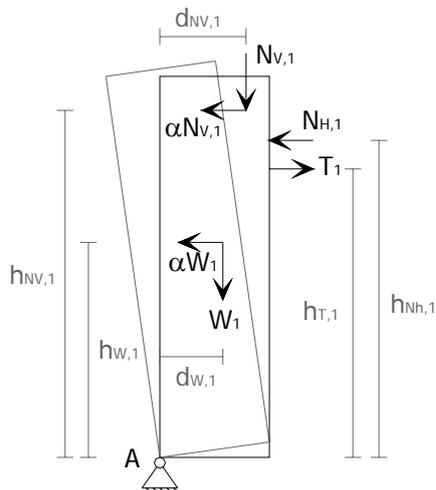


Immagine rappresentativa



Variabili

Variabili	
W_1	Peso proprio del blocco
$(d_{w,1}, h_{w,1})$	Coordinate del baricentro del peso proprio del blocco calcolato rispetto alla cerniera A
$N_{V,1}$	Risultante dei carichi verticali agenti sul blocco
$(d_{NV,1}, h_{NV,1})$	Coordinate della posizione della risultante $N_{V,1}$
$N_{H,1}$	Risultante delle componenti orizzontali delle forze statiche
$h_{Nh,1}$	Braccio della risultante $N_{H,1}$
T_1	Tiro nel tirante
$h_{T,1}$	Braccio del tirante T_1

Calcolo coefficiente di attivazione

$$\alpha_0 = \frac{W_1 d_{w,1} + N_{V,1} d_{NV,1} + T_1 h_{T,1} - N_{H,1} h_{Nh,1}}{W_1 h_{w,1} + N_{V,1} h_{NV,1}}$$

Altro –

Calcolo del valore del tiro minimo da assegnare alla catena presente al fine di impedire l'attivazione del meccanismo per un assegnato input sismico:

$$T_{1,\min} = \frac{1}{h_{T,1}} \alpha_{0,\min} (W_1 h_{w,1} + N_{V,1} h_{NV,1}) + \left(\frac{N_{H,1} h_{Nh,1} - N_{V,1} d_{NV,1} - W_1 d_{w,1}}{h_{T,1}} \right) \geq 0$$

In generale, il valore del tiro, fornito dalla relazione di cui sopra, al variare della geometria, dei carichi agenti e dell'input sismico considerato, potrebbe anche risultare negativo. Il verificarsi di tale circostanza significa che il moltiplicatore associato alla configurazione base (quella in assenza di catena) è già superiore a quello richiesto dall'azione sismica.

B.2.2 Ribaltamento di parete con cordolo sommitale

Descrizione del meccanismo: Il meccanismo considera il caso di una parete su cui grava il peso dei carichi dei livelli superiori, coronata in sommità da un cordolo murario armato. Si considera un'effettiva funzione di contenimento sul cordolo (poiché ad esempio sono presenti dei tiranti ortogonali che vincolano il cordolo oppure quest'ultimo interessa l'intero edificio con una corona completa); si considera tuttavia che tra il cordolo e la muratura sottostante possa occorrere uno scorrimento. L'azione di contenimento si trasmette quindi alla muratura grazie all'attrito che si esplica al contatto tra questa e il cordolo sovrastante: il meccanismo di ribaltamento è quindi contrastato dal cordolo grazie all'attrito, sebbene non completamente impedito. Si può assumere, da studi disponibili in letteratura³, che il valore del coefficiente attrito cordolo-muro vari, per impalcati piani, da 0.4 a 0.6. La spinta orizzontale derivante dalla presenza di una eventuale volta si considera completamente compensata dall'azione contenitiva del tirante o del cordolo ortogonale (per tale ragione si trascura l'effetto di eventuali componenti $N_{H,i}$).

Schema meccanismo

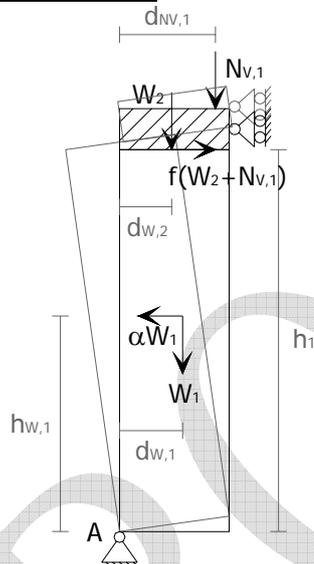


Immagine rappresentativa



Variabili

Variabili	
W_1	Peso proprio del blocco
$(d_{w,1}, h_{w,1})$	Coordinate del baricentro del peso proprio del blocco calcolato rispetto alla cerniera A
h_1	Altezza del blocco
$N_{V,1}$	Risultante dei carichi verticali agenti sul blocco
$(d_{Nv,1}, h_{Nv,1})$	Coordinate della posizione della risultante $N_{V,1}$
W_2	Peso proprio del cordolo
$d_{w,2}$	Braccio associato al contributo W_2
f	Coefficiente di attrito cordolo- blocco

Calcolo coefficiente di attivazione

$$\alpha_0 = \frac{W_1 d_{w,1} + W_2 d_{w,2} + N_{V,1} d_{Nv,1} + f(W_2 + N_{V,1}) h_1}{W_1 h_{w,1}}$$

³ Faccioli E. e Pessina V. (a cura di), "The Catania Project: earthquake damage scenarios for high risk area in the Mediterranean", CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma, 2000.
 Giuffrè A. e Carocci C., "Codice di pratica per la sicurezza e la conservazione del centro storico di Palermo", Laterza, Bari, 1999.
 Mastrodicasa S., "Dissesti statici delle strutture edilizie", Hoepli, Milano, 1993.

Altro –

I pesi W_2 e $N_{V,1}$, per effetto dell'azione sismica, generano una forza orizzontale assorbita dal tirante o dal cordolo ortogonale: poiché dunque le forze orizzontali ad essi associate non agiscono sugli elementi della catena cinematica, le componenti W_2 e $N_{V,1}$ non sono considerate nelle formule di M^* , e^* , d_0^* , ecc., nella procedura di verifica.

BOZZA

B.2.3 Ribaltamento di parete a doppia cortina

Descrizione del meccanismo: Il meccanismo si riferisce alla risposta di una parete (di altezza h_1) costituita da una tessitura cosiddetta a “doppia cortina”. Sotto l’azione sismica può quindi verificarsi un comportamento in “parallelo” dei due paramenti che costituiscono il muro, i quali non reagiscono più all’azione orizzontale come un corpo unico, ma come due pannelli indipendenti che ruotano ognuno attorno alla propria cerniera di base (si considera esclusivamente la congruenza degli spostamenti orizzontali tra i due paramenti). Nella scheda sono proposte due formule che esprimono il moltiplicatore relativo al ribaltamento del paramento esterno al variare dei contributi associati al paramento interno assunti nel calcolo: nel primo caso il paramento interno fornisce contributi esclusivamente al momento ribaltante (come una massa W_2 aggiuntiva che grava su quello esterno); nel secondo si considera anche il contributo fornito dal paramento interno al momento stabilizzante di quello esterno (computando però i bracci rispetto alla relativa cerniera di base B).

Schema meccanismo

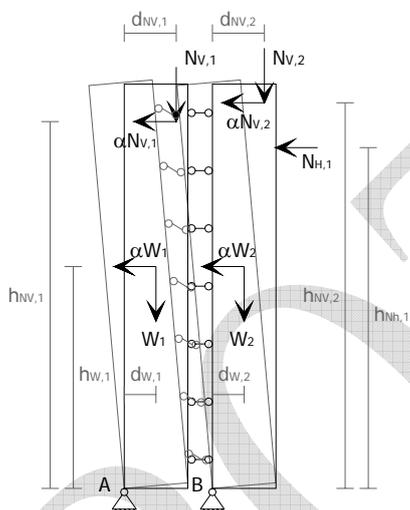


Immagine rappresentativa



Variabili

Variabili necessarie	
W_1	Peso proprio paramento esterno parete
W_2	Peso proprio paramento interno parete
$(d_{w,1}, h_{w,1})$	Coordinate del baricentro del paramento 1 calcolate rispetto alla cerniera A
$(d_{w,2}, h_{w,2})$	Coordinate del baricentro del paramento 2 calcolate rispetto alla cerniera B (si assume $h_{w,2} = h_{w,1}$)
$N_{v,1}$	Risultante dei carichi verticali agenti sul paramento 1
$(d_{Nv,1}, h_{Nv,1})$	Coordinate della posizione della risultante $N_{v,1}$ calcolate rispetto alla cerniera A
$N_{v,2}$	Risultante dei carichi verticali agenti sul paramento 2
$(d_{Nv,2}, h_{Nv,2})$	Coordinate della posizione della risultante $N_{v,2}$ calcolate rispetto alla cerniera B

Calcolo coefficiente di attivazione

- Caso a - il paramento 2 fornisce contributi al solo momento ribaltante

$$\alpha_0 = \frac{W_1 d_{w,1} + N_{v,1} d_{Nv,1} - N_{h,1} h_{Nh,1}}{(W_1 + W_2) h_{w,1} + N_{v,1} h_{Nv,1} + N_{v,2} h_{Nv,2}}$$

- Caso b - il paramento 2 fornisce contributi anche al momento stabilizzante

$$\alpha_0 = \frac{W_1 d_{w,1} + N_{v,1} d_{Nv,1} - N_{h,1} h_{Nh,1} + W_2 d_{w,2} + N_{v,2} d_{Nv,2}}{(W_1 + W_2) h_{w,1} + N_{v,1} h_{Nv,1} + N_{v,2} h_{Nv,2}}$$

		cerniera B	
	$N_{H,1}$	Risultante delle componenti orizzontali delle forze statiche	
	$h_{N_{H,1}}$	Braccio della risultante $N_{H,1}$	
<u>Altro</u> –			

BOZZA

B.2.4 Ribaltamento di una parete di n piani monolitica con tiranti

Descrizione del meccanismo: Il meccanismo considera il ribaltamento di una parete a n piani semplicemente appoggiata ai muri trasversali (nell'ipotesi di trascurare l'ammorsamento con le pareti ortogonali). In particolare la figura rappresentata nella scheda si riferisce al caso in cui $n=3$.

In generale, nel caso di edifici a più piani si possono attivare tanti cinematismi di rotazione quanti sono i livelli (ipotizzando la formazione della cerniera alla base di ciascun livello, ad esempio secondo la notazione adottata in figura, ipotizzando la cerniera alternativamente in A, B o C). La formula qui riportata, per il moltiplicatore α_0 , si riferisce al caso in cui la cerniera è posizionata alla base dell'edificio e tutta la parete ruota solidalmente rispetto a tale punto (le quote dei carichi agenti sono calcolati rispetto a tale punto, in figura a titolo di esempio sono esplicitate esclusivamente quelle relative al piano 2). Il ribaltamento di porzioni limitate, che quindi considerano la formazione della cerniera alla base di livelli intermedi, può essere visto come un caso particolare di quest'ultimo. In particolare nel caso in cui si consideri il meccanismo localizzato solo all'ultimo livello si può applicare la formula generale proposta nella scheda B.2.1.

Le formule del calcolo del tiro nei tiranti dipendono, come precedentemente illustrato, da un valore prefissato di accelerazione sismica di progetto a cui è sottoposto l'edificio.

In particolare, nella presente scheda, il calcolo del tiro nei tiranti è eseguito a cascata partendo dall'ultimo livello. Il tiro a ciascun livello i -esimo è calcolato poi in modo tale da contrastare l'attivazione di un cinematismo associato alla formazione della cerniera alla base del livello di volta in volta considerato. Pertanto si richiama come il calcolo di $\alpha_{0,\min i}$ dovrà essere eseguito aggiornando di volta in volta il valore della quota z_i (e di conseguenza di $\psi(z_i)$).

Schema meccanismo

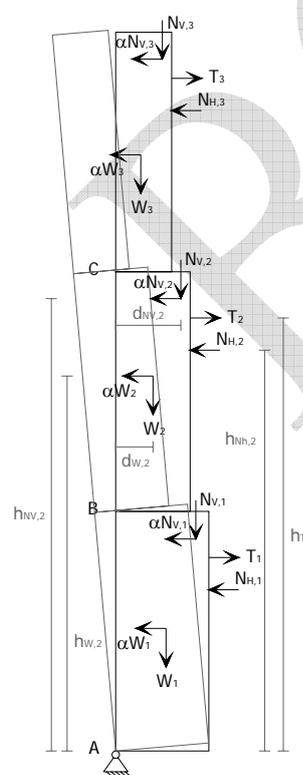


Immagine rappresentativa



Variabili

Variabili	
W_j	Peso proprio del blocco j -esimo
$(d_{w,j}, h_{w,j})$	Coordinate del baricentro del peso proprio del blocco calcolato rispetto alla cerniera del meccanismo
$N_{V,j}$	Risultante dei carichi verticali agenti sul blocco j -esimo
$(d_{N_{V,j}}, h_{N_{V,i}})$	Coordinate della posizione della risultante $N_{V,i}$
$N_{H,i}$	Risultante delle componenti orizzontali delle forze statiche agenti al livello i -esimo
$h_{N_{H,i}}$	Braccio della risultante $N_{H,i}$ calcolato rispetto alla cerniera del meccanismo
T_i	Tiro nel tirante agente al livello i -esimo
$h_{T,i}$	Braccio del tirante T_i calcolato rispetto alla cerniera del meccanismo

Calcolo coefficiente di attivazione

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{j=1}^m (W_j d_{w,j} + N_{V,j} d_{Nv,j}) + \sum_{i=1}^n (T_i h_{T,i} - N_{H,i} h_{Nh,i})}{\sum_{j=1}^m (N_{V,j} h_{Nv,j} + W_j h_{w,j})}$$

Si ricorda come n indichi il numero totale di piani e m il numero totale di blocchi.

Altro –

Calcolo dei tiri minimi da assegnare alle catene presenti al fine di impedire l'attivazione del meccanismo per un assegnato input sismico.

Si riportano nel seguito le espressioni relative al calcolo dei tiranti, in cui in accordo con la notazione generale introdotta, i bracci delle forze considerate sono calcolati rispetto alla posizione corrente assunta nel cinematismo di volta in volta considerato. Riguardo a quest'ultima osservazione è infatti opportuno richiamare che il tiro a ciascun livello i-esimo è calcolato in modo tale da contrastare l'attivazione di un cinematismo associato alla formazione della cerniera alla base del livello di volta in volta considerato. Pertanto si precisa come, al variare dell'indice i , i bracci del sistema di forze agenti debbano essere coerentemente aggiornati.

Si procede in primo luogo al calcolo del tiro della catena dell'ultimo livello (n=3):

$$T_3 = \alpha_{0\min 4} \frac{1}{h_{T,3}} \cdot (W_3 h_{w,3} + N_{V,3} h_{Nv,3}) - \frac{1}{h_{T,3}} (W_3 d_{w,3} + N_{V,3} d_{Nv,3} - N_{H,3} h_{Nh,3}) \geq 0$$

Noto T_3 , si procede poi al calcolo dei tiri T_i a cascata tramite la seguente espressione (valida per $i=1, n-1$):

$$T_i = \frac{\alpha_{0\min,i}}{h_{T,i}} \left\{ \sum_{s=i}^n (W_s h_{w,s} + N_{V,s} h_{Nv,s}) \right\} - \frac{1}{h_{T,i}} \left\{ \sum_{r=1+i}^n T_r h_{T,r} + \sum_{s=i}^n (W_s d_{w,s} + N_{V,s} d_{Nv,s} - N_{H,s} h_{Nh,s}) \right\}$$

L'espressione di cui sopra si riferisce al caso particolare in cui $n=m$ (ossia si consideri per semplicità un unico blocco presente a ciascun livello).

La procedura proposta si basa sul calcolo a cascata dei tiri delle catene presenti ai diversi livelli. E' evidente come questa non sia l'unica scelta possibile per effettuare tale calcolo. In particolare, applicando la procedura proposta potrebbe risultare ad un certo livello un valore del tiro negativo. Questo significherebbe, analogamente a quanto già detto nella scheda B.2.1, che per l'equilibrio di quel livello la catena non è necessaria (o, meglio, è scarica, per l'input sismico assegnato). Il fatto di inserirla comunque consentirebbe però, passando a verificare il livello sottostante, di poter dimensionare in maniera meno onerosa il tirante corrispondente. Assegnando infatti alla catena "scarica" un tiro maggiore di zero (ma, ovviamente, inferiore a quello che porterebbe alla parzializzazione della sezione muraria del livello corrispondente, per eccessiva compressione verso l'interno dell'edificio – considerazione che è valida in generale), ne deriverebbe per la catena sottostante un tiro corrispondentemente minore.

B.2.5 Ribaltamento di parete di 1 piano con tirante connessa alla muratura ortogonale (ribaltamento composto con cuneo)

Descrizione del meccanismo: Il meccanismo considera una variante di quello esaminato nella scheda B.2.1 in cui, in particolare, vi sia un buon ammorsamento con le pareti ortogonali a quella che ribalta.

In molti casi infatti i setti murari e le angolate presentano connessioni adeguate tra le murature che confluiscono nel nodo d'intersezione. Si tratta generalmente di murature costruite in uno stesso momento o che hanno subito interventi di consolidamento che prevedono il collegamento di pannelli murari ortogonali (ad esempio tramite cuciture metalliche). 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. La formazione del cuneo sulla parete di controvento è fortemente influenzata dalla presenza di aperture oltre che dal tipo di tessitura della muratura. Per pareti di controvento prive di aperture, si può in generale affermare che l'angolo formato dalla diagonale del cuneo con la verticale (φ) aumenta con la dimensione media degli ortostati (elementi posti con il lato maggiore nel piano del muro). A favore di sicurezza, possono essere leciti assumere i valori limite di φ pari a 15° nel caso di murature di ciottoli o scaglie di pietra e malta povera e pari a 30° nel caso di murature di laterizio o pietra conca correttamente apparecchiate.

Schema meccanismo

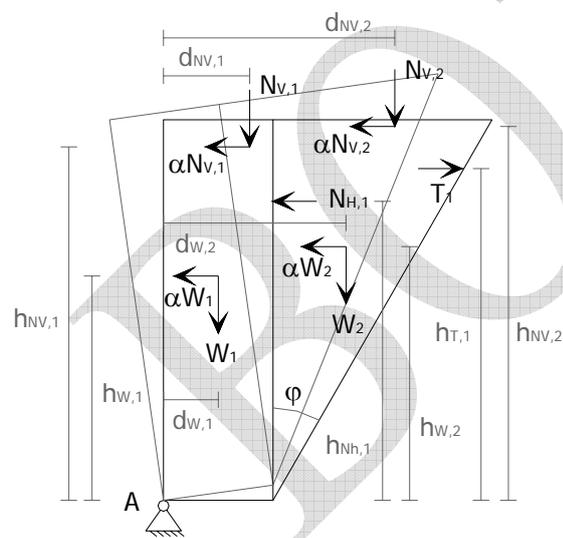
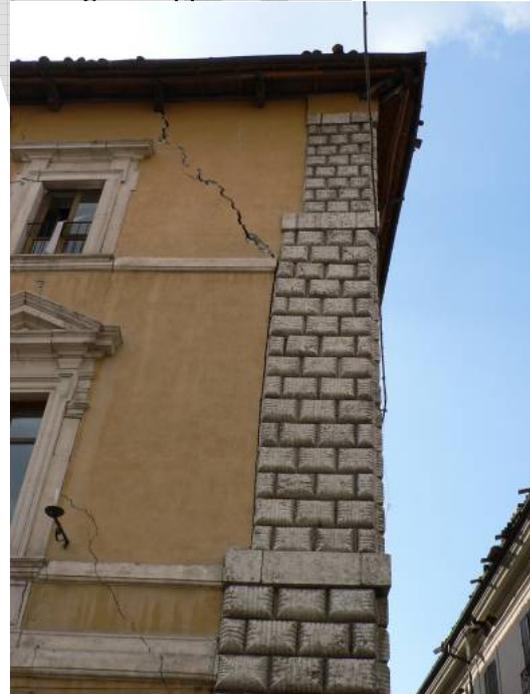


Immagine rappresentativa



Variabili

Variabili	
W_1	Peso proprio del blocco 1
$(d_{w,1}, h_{w,1})$	Coordinate del baricentro del peso proprio del blocco 1 calcolato rispetto alla cerniera A
W_2	Peso proprio del blocco 2

Calcolo coefficiente di attivazione

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{j=1}^m (W_j d_{w,j} + N_{V,j} d_{Nv,j}) - N_{H,1} h_{Nh,1} + T_1 h_{T,1}}{\sum_{j=1}^m (W_j h_{w,j} + N_{V,j} h_{Nv,j})}$$

$(d_{w,2}, h_{w,2})$	Coordinate del baricentro del peso proprio del blocco 1 calcolato rispetto alla cerniera A	<p>Con $m=2$.</p> <p>In particolare, calcolando le coordinate dei baricentri dei due blocchi in funzione della geometria degli stessi (assumendo pertanto ad esempio nel caso particolare $(d_{w,1}, h_{w,1}) = (b_1/2, h_1/2)$ e $(d_{w,2}, h_{w,2}) = (b_1+b_2/3, 2h_2/3)$), la precedente espressione si particularizza nella seguente:</p> $\alpha_0 = \frac{W_1 \frac{b_1}{2} + W_2 \left(\frac{b_2}{3} + b_1 \right) + \sum_{j=1}^m N_{V,j} d_{Nv,j} - N_{H,1} h_{Nh,1} + T_1 h_{T,1}}{W_1 \frac{h_1}{2} + W_2 \left(\frac{2h_2}{3} \right) + \sum_{j=1}^m (N_{V,j} h_{Nv,j})}$
$N_{V,1}$	Risultante dei carichi verticali agenti sul blocco 1	
$(d_{Nv,1}, h_{Nv,1})$	Coordinate della posizione della risultante $N_{V,1}$	
$N_{V,2}$	Risultante dei carichi verticali agenti sul blocco 2	
$(d_{Nv,2}, h_{Nv,2})$	Coordinate della posizione della risultante $N_{V,2}$	
$N_{H,1}$	Risultante delle componenti orizzontali delle forze statiche agenti a livello 1	
$h_{Nh,1}$	Braccio della risultante $N_{H,1}$	
φ	Inclinazione del cuneo ipotizzato solidale con il blocco 1	
h_1	Altezza del blocco 1	
b_1	Spessore del blocco 1	
h_2	Altezza del blocco 2	
b_2	Larghezza base del cuneo di distacco (blocco 2)	
T_1	Tiro nel tirante	
$h_{T,1}$	Braccio del tirante T_1 calcolato rispetto alla cerniera del meccanismo	

Altro –

Calcolo del valore del tiro minimo da assegnare alla catena presente al fine di impedire l'attivazione del meccanismo per un assegnato input sismico:

$$T_{1,\min} = \frac{1}{h_{T,1}} \alpha_{0,\min} \sum_{j=1}^m (W_j h_{w,j} + N_{V,j} h_{Nv,j}) + \left(\frac{N_{H,1} h_{Nh,1} - \sum_{j=1}^m (W_j d_{w,j} + N_{V,j} d_{Nv,j})}{h_{T,1}} \right) \geq 0$$

In generale, il valore del tiro, fornito dalla relazione di cui sopra, al variare della geometria, dei carichi agenti e dell'input sismico considerato, potrebbe anche risultare negativo.

Il verificarsi di tale circostanza significa che il moltiplicatore associato alla configurazione base (quella in assenza di catena) è già superiore a quello richiesto dall'azione sismica.

B.2.6 Parete a più piani connessa alla muratura ortogonale (ribaltamento composto con cuneo) trattenuta da tiranti

Descrizione del meccanismo: Il meccanismo considerato rappresenta una variante di quello considerato nella scheda B.2.5 in cui si ipotizza un buon ammorsamento con le pareti ortogonali a quella che ribalta. Il meccanismo infatti si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad una cerniera cilindrica alla base accompagnata dal trascinarsi di parti delle strutture murarie appartenenti alle pareti di controvento (per la valutazione delle porzioni da considerare si ponga riferimento alle considerazioni introdotte nel caso della scheda B.2.6). Il meccanismo coinvolge spesso più piani in quanto sono assenti efficaci vincoli di connessione delle facciate su tutti i livelli.

Schema meccanismo

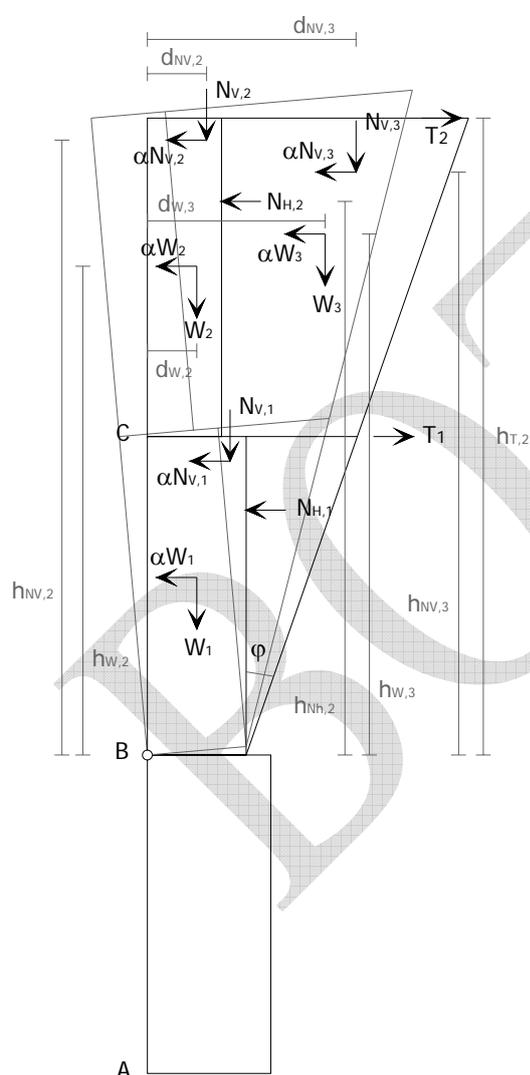


Immagine rappresentativa



Variabili

Variabili	
W_j	Peso proprio del blocco j-esimo
$(d_{w,j}, h_{w,j})$	Coordinate del baricentro del peso proprio del blocco calcolato rispetto alla cerniera del meccanismo (in B)
$N_{V,j}$	Risultante dei carichi verticali agenti sul blocco j-esimo
$(d_{N_{V,j}}, h_{N_{V,j}})$	Coordinate della posizione della risultante $N_{V,j}$
$N_{H,i}$	Risultante delle componenti orizzontali delle forze statiche agenti al livello i-esimo
$h_{N_{H,i}}$	Braccio della risultante $N_{H,i}$ calcolato rispetto alla cerniera del meccanismo
T_i	Tiro nel tirante agente al livello i-esimo
$h_{T,i}$	Braccio del tirante T_i calcolato rispetto alla cerniera del meccanismo
φ	Inclinazione del cuneo ipotizzato solidale con la parete che ribalta

Calcolo coefficiente di attivazione

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{j=1}^m (W_j d_{w,j} + N_{V,j} d_{N_{V,j}}) + \sum_{i=1}^n (T_i h_{T,i} - N_{H,i} h_{N_{H,i}})}{\sum_{j=1}^m (N_{V,i} h_{N_{V,i}} + W_j h_{w,j})}$$

B.2.7 Ribaltamento del cantonale

Descrizione del meccanismo: Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di un cuneo di distacco, delimitato da superfici di frattura ad andamento diagonale nelle pareti che concorrono nelle angolate libere. Meccanismi di questo tipo sono frequenti in edifici che presentano spinte concentrate in testa ai cantonali dovute in particolar modo ai carichi trasmessi dai puntoni dei tetti a padiglione. Si suppone che il ribaltamento avvenga nella direzione di spinta del puntone e che la direzione di ribaltamento sia individuata da un piano verticale che forma un angolo di 45° con le pareti convergenti nell'angolata (supposte ortogonali e di uguale spessore) e passante per la cerniera suddetta (A).

Schema meccanismo

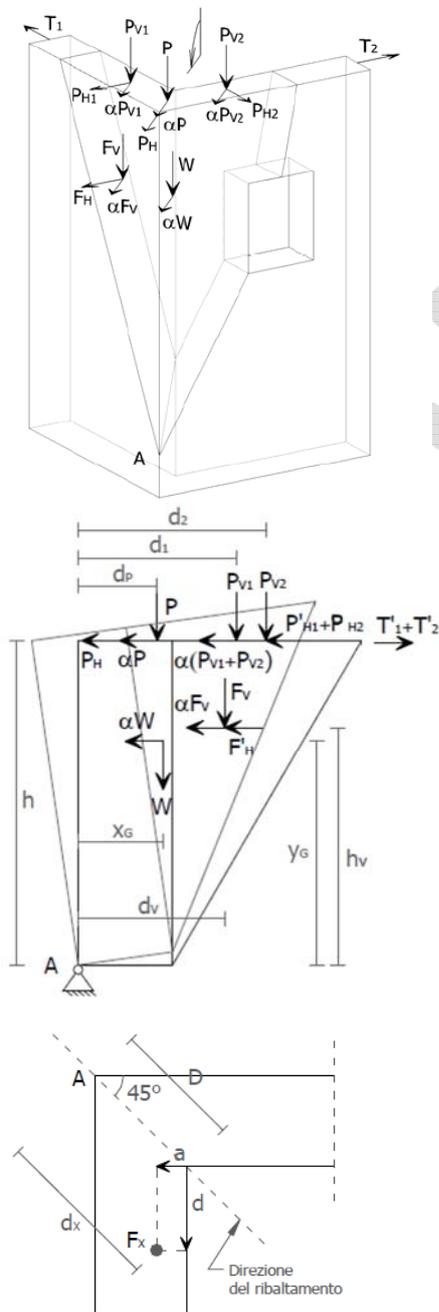


Immagine rappresentativa



Variabili

Variabili	
H	Altezza globale del cuneo di distacco
y_G	Quota del baricentro del cuneo
x_G	Distanza nella direzione del ribaltamento del baricentro del cuneo rispetto alla cerniera
h_v	Quota della forza trasmessa dalla volta al cuneo
d_v	Braccio orizzontale della forza trasmessa dalla volta al cuneo di distacco
d_p	Braccio orizzontale del carico P
d_1	Bracci orizzontali dei carichi P_{V1} e P_{V2}
W	Peso proprio del cuneo di distacco
P	Carico verticale trasmesso in testa al cantonale
P_H	Spinta statica trasmessa in testa al cantonale
$P_{V1,2}$	Carichi verticali trasmessi in testa alle pareti 1 e 2
F_V	Componente verticale della spinta della volta
F_H	Componente orizzontale della spinta della volta nella direzione del ribaltamento
$P_{H1,2}$	Componenti nella direzione del ribaltamento delle spinte statiche in testa alle pareti 1 e 2
$T_{1,2}$	Componenti nella direzione del ribaltamento dell'azione dei tiranti in testa al cuneo

Le grandezze contraddistinte dall'apice rappresentano le proiezioni nella direzione del ribaltamento delle rispettive componenti di azioni considerate.

Il braccio orizzontale d_x del generico carico verticale F_x applicato, rispetto alla cerniera in A, può essere valutato secondo la relazione:

$$d_x = D + \sqrt{2}/2(d - a)$$

Calcolo coefficiente di attivazione

$$\alpha_0 = \frac{Wx_G + F_V d_V + Pd_P + P_{V_1} d_1 + P_{V_2} d_2 + (T_1 + T_2)h - F_H h_V - (P_H + P_{H_1} + P_{H_2})h}{Wy_G + F_V h_V + (P + P_{V_1} + P_{V_2})h}$$

Altro -

B.2.8 Flessione verticale di parete monolitica ad un piano

Descrizione del meccanismo: Il meccanismo si manifesta con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete compresa tra due solai successivi in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano. Generalmente, tale cinematismo si verifica nel caso in cui in cui sia presente un vincolo efficace in sommità (ad esempio rappresentato da una catena), che blocca l'attivazione del cinematismo visto nella scheda B.2.1, ma non impedisce lo sviluppo di un meccanismo di tipo flessionale. Finché la risultante dei carichi agenti si mantiene all'interno dello spessore del blocco, non si attiva nessun cinematismo. Viceversa, quando tale risultante tocca il lembo esterno, si forma in quel punto una cerniera, con la formazione di due blocchi coinvolti nel cinematismo. In generale l'altezza alla quale si forma la cerniera non è nota a priori: tale posizione è calcolata mediante l'applicazione del principio dei lavori virtuali imponendo la ricerca del valore α_0 minimo che comporta l'attivazione del meccanismo. E' più probabile che il meccanismo si verifichi all'ultimo piano, ma può essere applicato anche alle pareti degli altri livelli.

Schema meccanismo

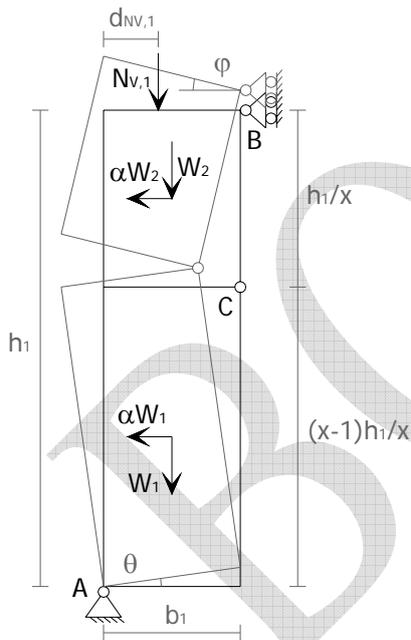


Immagine rappresentativa



Variabili

Variabili	
W	Peso proprio totale del blocco
h_1	Altezza totale della parete
b_1	Spessore della parete
$\frac{(x-1)}{x} h_1$	Altezza del blocco 1 che corrisponde alla quota in cui si forma la cerniera C rispetto alla cerniera A alla base
$\frac{1}{x} h_1$	Altezza del blocco 2
$N_{v,1}$	Risultante delle componenti verticali delle forze statiche agenti sul blocco
$d_{Nv,1}$	Braccio della risultante $N_{v,1}$

Calcolo coefficiente di attivazione

$$\alpha_0 = \frac{\frac{b_1}{h_1} 2x + \frac{N_{V,1}}{W} \frac{2x}{h_1} (b_1 x - d_{Nv,1} x + d_{Nv,1})}{(x-1)}$$

Altro –

Calcolo che individua la posizione della cerniera C (ottenuto imponendo la condizione

$$\frac{d\alpha}{dx} = 0):$$

$$x = 1 + \sqrt{\frac{N_{V,1} + W}{N_{V,1}} \frac{b_1}{b_1 - d_{Nv,1}}}$$

BOLZEA

B.2.9 Flessione verticale di parete con solai non allineati

Descrizione del meccanismo: Il meccanismo in esame risulta una variante del meccanismo della scheda B.2.8, in cui si considera la formazione della cerniera ad una quota prefissata (in generale in corrispondenza della quota di volte o solai intermedi la cui spinta orizzontale non è efficacemente trattenuta da elementi quali catene). Schemi analoghi si possono ritrovare anche in corrispondenza di pannelli murari snelli, come a volte avviene nei vani scala, nei timpani dei tetti (dove le travi appoggiano spesso su muretti a una testa) o in vani dove sono stati eliminati setti di controvento.

Schema meccanismo

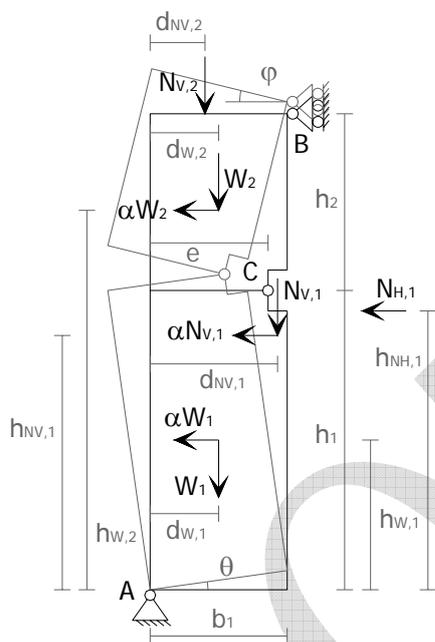


Immagine rappresentativa



Variabili

Variabili	
W_1	Peso proprio totale del blocco 1
h_1	Altezza del blocco 1
b_1	Spessore del blocco 1 (pari a quello del blocco 2)
$(d_{w,1}, h_{w,1})$	Coordinate del baricentro del blocco 1 assunte pari a $(b_1/2, h_1/2)$
$(d_{w,2}, h_{w,2})$	Coordinate del baricentro del blocco 2 assunte pari a $(b_2/2, h_2/2)$
W_2	Peso proprio totale del blocco 2
h_2	Altezza del blocco 2
$N_{v,1(2)}$	Risultante delle componenti verticali delle forze statiche agenti sul blocco 1 (2)
$(d_{Nv,1(2)}, h_{Nv,1(2)})$	Coordinate della posizione della risultante $N_{v,1(2)}$
(e, h_1)	Coordinate della posizione della cerniera C

Calcolo coefficiente di attivazione

$$\alpha_0 = \frac{W_1 \frac{b_1}{2} + (W_2 + N_{v,2})e + N_{v,1}d_{Nv,1}}{W_1 \frac{h_1}{2} + W_2 \frac{h_1}{2} + N_{v,1}h_{Nv,1}} + \frac{\frac{h_1}{h_2} \left[W_2 \left(e - \frac{b_1}{2} \right) + N_{v,2}(e - d_{Nv,2}) \right] - N_{H,1}h_{Nh,1}}{W_1 \frac{h_1}{2} + W_2 \frac{h_1}{2} + N_{v,1}h_{Nv,1}}$$

$N_{H,1}$	Risultante delle componenti orizzontali delle forze statiche	
$h_{N_{H,1}}$	Braccio della risultante $N_{H,1}$	
<i>Altro –</i>		

BOLZEA

B.2.10 Flessione verticale di parete monolitica a più piani

Descrizione del meccanismo: Il meccanismo considera una parete multipiano in cui gli impalcati intermedi non sono efficacemente collegati alla muratura mentre in sommità è presente un vincolo efficace (ad esempio costituito da un cordolo o un trattenimento in copertura). Il meccanismo si manifesta con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete compresa tra i solai d'estremità - efficacemente connessi alla muratura - in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano. Nella scheda si considera il caso particolare di una facciata muraria su tre livelli i cui due impalcati intermedi non erano collegati alla muratura parete.

Schema meccanismo

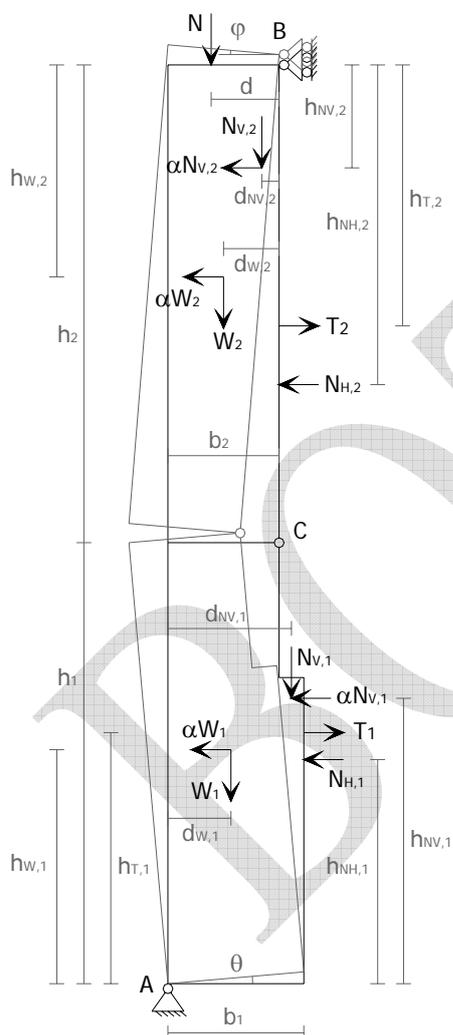


Immagine rappresentativa



Variabili

Variabili	
W_j	Peso proprio del blocco j-esimo
h_j	Altezza del blocco j-esimo
$b_{1(2)}$	Larghezza di base del blocco 1(2)
$(d_{w,j}, h_{w,j})$	Coordinate del baricentro del peso proprio del blocco j-esimo (*)
N_i	Risultante delle componenti verticali delle forze statiche agenti in sommità alla parete
d	Braccio della forza N
$N_{V,j}$	Risultante delle componenti verticali delle forze statiche agenti nel blocco j-esimo
$(d_{Nv,j}, h_{Nv,j})$	Coordinate della posizione della risultante $N_{V,j}$
T_i	Tiro nel tirante agente al livello i-esimo
$h_{T,i}$	Braccio del tirante T_i (*)
$N_{h,i}$	Risultante delle componenti orizzontali delle forze statiche agenti al livello i-esimo
$h_{Nh,i}$	Braccio della risultante $N_{h,i}$ (*)
(*) Si ponga attenzione al sistema di riferimento adottato per il calcolo dei bracci (rispetto alla cerniera B per il blocco 2 e alla cerniera A per il blocco 1)	

Calcolo coefficiente di attivazione

$$\alpha_0 = \frac{E}{W_1 h_{w,1} + N_{V,1} h_{Nv,1} + (W_2 h_{w,2} + N_{V,2} h_{Nv,2}) \frac{h_1}{h_2}}$$

Con E:

$$E = W_1 d_{w,1} + W_2 \left(b_2 + \frac{h_1}{h_2} d_{w,2} \right) + N_{V,1} d_{Nv,1} + N_{V,2} \left(b_2 + \frac{h_1}{h_2} d_{Nv,2} \right) + N \left(b_2 + \frac{h_1}{h_2} d \right) + T_1 h_{T,1} - N_{H,1} h_{Nh,1} + \frac{h_1}{h_2} (T_2 h_{T,2} - N_{H,2} h_{Nh,2})$$

Altro –

B.2.11 Flessione orizzontale di parete confinata

Descrizione del meccanismo: Il meccanismo si manifesta con l'espulsione di materiale dalla zona sommitale della parete e col distacco di corpi cuneiformi accompagnato dalla formazione di cerniere plastiche oblique e verticali per azioni fuori dal piano. È il caso particolare in cui l'attivazione del cinematismo è dovuta allo schiacciamento della muratura in corrispondenza delle cerniere plastiche, a causa dello stato tensionale indotto dalle azioni sismiche. Il meccanismo può verificarsi solo in presenza di una struttura di contrasto laterale. Questa condizione è tipica di facciate di celle intercluse in edifici a schiera, nelle quali il contrasto è fornito dalla continuità con le facciate delle celle adiacenti. Tale contrasto può essere anche fornito da catene nel piano della facciata.

Schema meccanismo

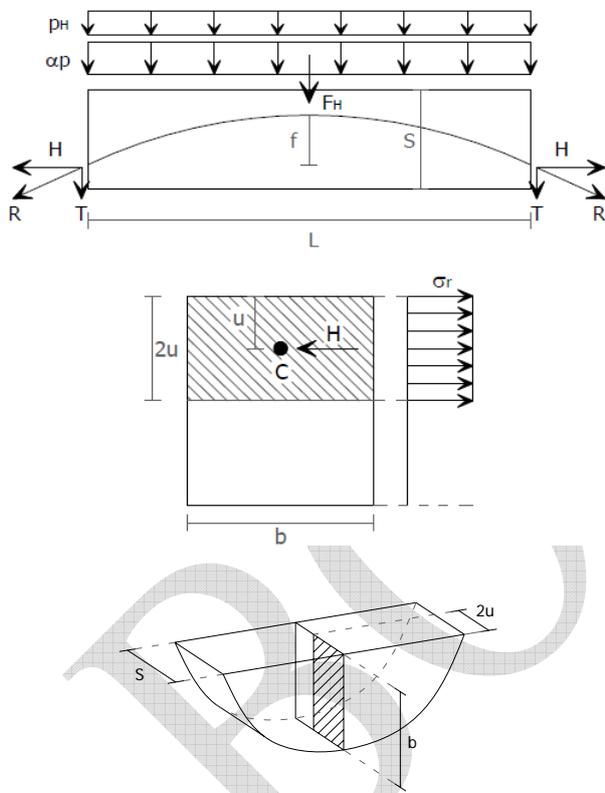


Immagine rappresentativa



Variabili

Variabili	
s	Spessore della parete
b	Altezza della fascia muraria
w	Carico equivalente distribuito per unità di lunghezza associato al peso proprio della parete
L	Distanza tra le pareti di controvento
u	Semialtezza della sezione reagente
σ_r	Resistenza a compressione della muratura
N_V	Carico verticale distribuito del solaio
n_H	Spinta statica orizzontale distribuita per unità di lunghezza della parete
N_H	Spinta statica orizzontale concentrata

Calcolo coefficiente di attivazione

$$\alpha_0 = \frac{16\sigma_c u b (s - 2u)}{wL^2} - \frac{n_H L + 2N_H}{wL}$$

Altro - Note

Il valore di α_0 è valutato al variare di u ; per $u = s/4$ si ha il massimo valore di $\alpha_{0,max}$ sopportabile dalla parete:

$$\alpha_{0,max} = \frac{2\sigma_c s^2 b}{wL^2} - \frac{n_H L + 2N_H}{wL}$$

Tale soluzione può essere utilizzata nel caso di facciate di edifici a schiera.

In presenza di catene in asse con la facciata, è possibile determinare u noto la massima resistenza a trazione della catena T_{\max} (pari a Af_y , con A sezione trasversale della catena e f_y resistenza a snervamento dell'acciaio):

$$u = \frac{T_{\max}}{2bu\sigma_c} \leq \frac{s}{4}$$

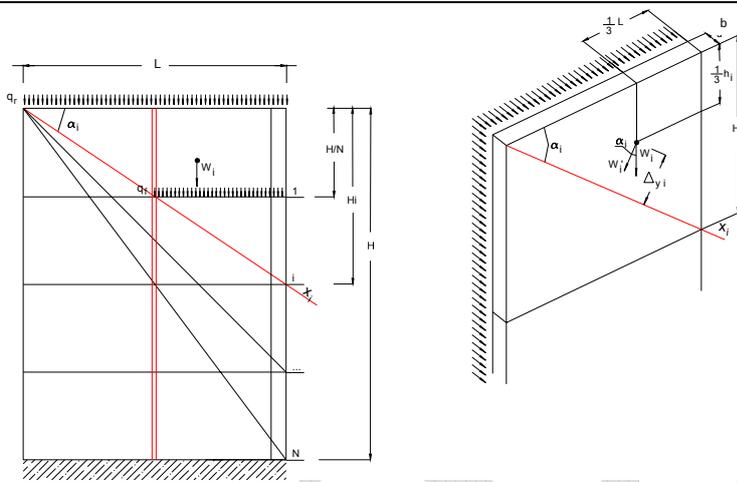
BOLZEA

B.2.12 Ribaltamento parziale della facciata

Descrizione del meccanismo: Il meccanismo è caratterizzato dalla rotazione rigida fuori dal piano di una porzione triangolare di facciata identificata dall'angolo α_i , definito dalla diagonale di facciata o porzione di facciata in funzione del numero di piani i coinvolti.

Il meccanismo si manifesta quando la parete di facciata presenta da un solo lato efficaci ammorsature con le pareti retrostanti, risultando di conseguenza l'altra estremità libera. Può anche manifestarsi in presenza di un sistema di bucaure che faciliti la formazione della cerniera cilindrica diagonale.

Nella formulazione del meccanismo non si è tenuto in conto, a favore di sicurezza, dell'attrito torsionale tra gli elementi murari lungo la cerniera diagonale.



Variabili

Variabili	
i	Numero di piani coinvolti (la numerazione è effettuata dall'alto verso il basso)
j	Piano intermedio corrente (si assume $j=0$ per la copertura)
α_i	Angolo identificativo della cerniera
W_i	Peso proprio porzione di parete
H_i	Altezza totale del blocco
b	Spessore medio della parete
Q_r	Risultante verticale del peso della copertura su facciata
Q_{fj}	Risultante verticale del peso del solaio partecipante al livello j
F	Coefficiente d'attrito
$\Delta y_{i,j}$	Braccio associato alla risultante verticale del peso solaio partecipante al livello j

Calcolo coefficiente di attivazione

Una volta fissato i (ossia il numero totale di piani coinvolti), si procede al calcolo del moltiplicatore tramite la:

$$\alpha_0 = \frac{\left(\frac{b}{2} \cdot \left(W_i + Q_r + \sum_{j=1}^{i-1} Q_{fj} \right) + f \cdot \left(Q_r \cdot \frac{H_i}{2} + \sum_{j=1}^{i-1} Q_{fj} \cdot \Delta y_{i,j} \right) \right)}{\left(W_i \cdot \frac{H_i}{3} + Q_r \cdot \frac{H_i}{2} + \sum_{j=1}^{i-1} Q_{fj} \cdot \Delta y_{i,j} \right)}$$

Altro –

B.2.13 Riferimenti bibliografici

AA.VV., 2007. *Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura*. Parte Seconda - Modelli cinematici per l'analisi strutturale degli edifici in muratura. Sisma Marche 1997 - Decreto del Commissario Delegato per gli interventi di Protezione Civile n. 28 del 10 aprile 2002. Tipografia Grafiche Scarponi s.r.l., Osimo (AN).

Avorio A., Borri A., 2002. *Studio sulla vulnerabilità sismica di un centro storico attraverso l'utilizzo di un database georeferenziato – Città di Castello*. Studio realizzato con la partecipazione dell'Università degli Studi di Perugia – Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale. Rapporto di Ricerca. Città di Castello: Tipolitografia Petrucci Corrado & C., Luglio 2002.

Bernardini A., Gori R., Modena C., 1989. *An application of coupled analytical models and experiential knowledge for seismic vulnerability analyses of masonry buildings*. In A. Kortize (ed.), *Engineering aspects of earthquake phenomena*, Omega Scientific, Oxon.

Borri A., Avorio A., Corradi M. (a cura di), 2002. *Ricerche per la ricostruzione - Iniziative di carattere tecnico e scientifico a supporto della ricostruzione*. DEI - Tipografia del Genio Civile, Roma.

Borri A., Avorio A., Cangini 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.

Cifani G., Lemme A., Podestà S. (a cura di), 2005. *Beni monumentali e terremoto: dall'emergenza alla ricostruzione*. DEI - Tipografia del Genio Civile, Roma.

de Felice G., Terenzi P., Tocci C., 1999. *Criteri di progetto nel recupero strutturale*. In Giuffré A., Carocci C., 1999. *Codice di pratica per la sicurezza e la conservazione del centro storico di Palermo*. Laterza, Bari.

D'Ayala D., Speranza E., 2003. *Definition of Collapse mechanisms and seismic vulnerability of Historic Masonry Buildings*. In: *Earthquake Spectra*, August 2003, pp. 479-509.

Doglionis F., Moretti A., Petrini V., 1994. *Le chiese e il terremoto*. LINT, Trieste.

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.

Lagomarsino S., Podestà S., 2005. *Inventario e vulnerabilità del patrimonio monumentale dei parchi dell'Italia centro-meridionale e meridionale, Vol.III - Analisi di vulnerabilità e rischio degli edifici monumentali*. I.N.G.V. - G.N.D.T., L'Aquila.

Rondelet J., 1832. *Trattato teorico e pratico dell'arte di edificare*.

Valluzzi M.R., Cardani G., Binda L., Modena C., 2004a. *Analysis of the seismic vulnerability of masonry buildings in historical centres and intervention proposals*. 6th International Symposium on the Conservation of Monuments in the Mediterranean Basin, Lisbona.

Zuccaro G., 2004. Inventario e vulnerabilità del patrimonio edilizio residenziale del territorio nazionale, mappe di rischio e perdite socio – economiche. I.N.G.V. - G.N.D.T., Napoli.

BOZZA

B.3 Verifiche di sicurezza locali, relative a meccanismi di 1° modo

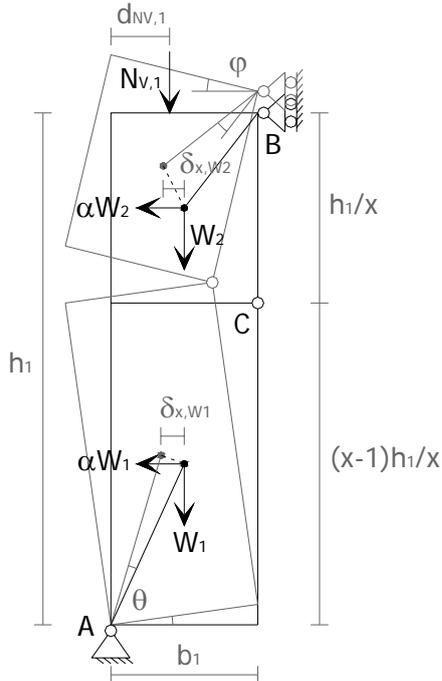
Come indicato dalla normativa nell'Allegato C8A.4 delle Istruzioni per l'applicazione delle NTC 2008, le verifiche di sicurezza possono essere effettuate valutando, mediante i metodi di analisi suggeriti dalla normativa stessa, la capacità sismica in termini di resistenza (analisi cinematica lineare) o di spostamento (analisi cinematica non-lineare). Nel primo caso è valutata l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo e sono svolte mediante analisi lineare (con fattore di struttura q) le verifiche di sicurezza allo stato limite di danno (SLD) e allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Nel secondo caso, basandosi sul capacity spectrum method, la struttura viene schematizzata come un sistema equivalente non-lineare ad un unico grado di libertà: si determina l'andamento del moltiplicatore orizzontale dei carichi al crescere, con l'evolversi del meccanismo, dello spostamento di un punto di riferimento del sistema, fino all'annullamento di ogni capacità di sopportare azioni orizzontali, ottenendo così una curva di capacità sismica che viene trasformata in termini di accelerazione e spostamento in coordinate spettrali. La prestazione sismica attesa della struttura è data dall'intersezione tra tale curva e la curva della domanda sismica (spettro di risposta) ed è quindi possibile individuare lo spostamento ultimo per collasso del meccanismo, da confrontarsi con gli spostamenti richiesti alla struttura in presenza dell'evento sismico, realizzando le verifiche di sicurezza allo SLV (analisi cinematica non-lineare).

B.3.1 Verifica SLD e SLV con analisi lineare

A parte il caso in cui il meccanismo considera la presenza di catene, nel quale il tiro da attribuire a queste viene progettato (come indicato in B.2.1), negli altri casi noto il coefficiente di attivazione del meccanismo α_0 , è necessario effettuare una verifica considerando l'azione sismica caratteristica del sito. Tale verifica richiede la conversione del moltiplicatore α_0 in accelerazione di attivazione del sistema ad un grado di libertà equivalente (e^* , M^*). In presenza di cinematismi che coinvolgono un unico blocco sarebbe opportuno considerare la risultante di tutte le forze amplificate dall'azione sismica per effettuare il calcolo delle grandezze tramite le quali si opera tale conversione. In tale caso risulta sempre $e^*=1$. Il calcolo di e^* è invece strettamente necessario nel caso di meccanismi che coinvolgono due o più blocchi.

In particolare si propone nel seguito l'esemplificazione del calcolo di tali grandezze nel caso del meccanismo illustrato nella scheda B.2.9, che coinvolge due blocchi. Come già illustrato nella scheda B.2.9 il meccanismo si manifesta con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete compresa tra due solai successivi in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano.

Si indichino in particolare con δ_{x,W_1} e δ_{x,W_2} gli spostamenti orizzontali virtuali dei baricentri dei due blocchi 1 e 2 (caratterizzati dalla forza peso rispettivamente pari a W_1 e W_2).



La massa partecipante al cinematismo M^* è quindi data da⁴:

$$M^* = \frac{(W_1 \cdot \delta_{x,W_1} + W_2 \cdot \delta_{x,W_2})^2}{g \cdot (W_1 \cdot \delta_{x,W_1}^2 + W_2 \cdot \delta_{x,W_2}^2)}$$

e la frazione di massa partecipante è pari a⁵:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} = \frac{g \cdot M^*}{W_1 + W_2}$$

L'accelerazione sismica spettrale a^* ⁶ andrà opportunamente ridotta per tenere conto del Livello di Conoscenza raggiunto. Tenendo conto del fattore di confidenza F_C , risulta quindi:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* \cdot F_C} = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot F_C}$$

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, la verifica di sicurezza è soddisfatta se l'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo, confrontata con l'accelerazione al suolo, ovvero lo spettro elastico definito valutato per $T=0$, soddisfa la seguente disuguaglianza⁷:

$$\text{SLD:} \quad a_0^* \geq a_g(P_{V_R}) \cdot S, \quad \text{SLV:} \quad a_0^* \geq \frac{a_g(P_{V_R}) \cdot S}{q}$$

dove: a_g è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni

⁴ eq. C8A.4.3, Circ. n.617 del 2/2/09

⁵ § C8A.4.2.2, Circ. n.617 del 2/2/09

⁶ eq. C8A.4.4, Circ. n.617 del 2/2/09

⁷ eq. C8A.4.7 e C8A.4.9, Circ. n.617 2/2/09

topografiche;

q è il fattore di struttura.

Se invece il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo. Un'approssimazione accettabile consiste nel verificare anche⁸:

$$\text{SLD:} \quad a_0^* \geq S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma, \quad \text{SLV:} \quad a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q}$$

dove: $S_e(T_1)$ è lo spettro elastico definito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni in funzione dei parametri precedentemente determinati, della probabilità di superamento dello stato limite scelto e del periodo di riferimento V_R , calcolato per il periodo T_1 ;

$T_1 = 0,05 \cdot H^{\frac{3}{4}}$ è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata⁹;

$\psi(Z)$ è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio; in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\psi(Z) = Z/H$, dove H è l'altezza totale dell'edificio rispetto alla fondazione;

Z è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura: nel caso in esame all'altezza della quota di imposta del meccanismo (altezza, rispetto alla fondazione, della cerniera A);

γ è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale (in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\gamma = 3N / (2N+1)$, con N numero di piani dell'edificio).

B.3.2 Verifica dello SLV con analisi non lineare

Un'analisi pushover è un'analisi delle prestazioni sismiche di una struttura basata non solo sull'evoluzione di un coefficiente rappresentativo della resistenza massima, ma anche sull'incremento degli spostamenti fino al collasso. Nel caso in esame, la perdita della condizione statica d'equilibrio non corrisponde al collasso, e il cinematismo è in grado di sopportare un'ulteriore azione orizzontale anche dopo la sua attivazione.

L'evoluzione del cinematismo si segue per via analitico - numerica, considerando una successione di rotazioni virtuali finite e aggiornando la geometria variata del sistema: fissata una rotazione finita θ_k , si può determinare il moltiplicatore α ad essa corrispondente così come fatto nel caso della configurazione iniziale del sistema, tenendo però conto della variazione della geometria. Tramite relazioni trigonometriche, supponendo che le azioni restino costanti, è possibile ricavare le espressioni per i bracci delle forze agenti in funzione della rotazione θ_k che si fa compiere alla struttura e seguire la variazione del coefficiente α fino al suo annullamento. Ad esempio, per il momento stabilizzante M_s è possibile ricavare, nella generica configurazione variata, la seguente espressione:

$$M_s = \sum_i P_i \cdot R_i \cdot \cos(\beta_i + \theta_k)$$

dove: R_i è il raggio che unisce il polo di rotazione A e il punto di applicazione del generico peso P_i ,

β_i è l'angolo che il raggio forma con l'orizzontale.

⁸ eq. C8A.4.8 e C8A.4.10, Circ. n.617 2/2/09

⁹ eq.7.3.5 D.M. 14/01/2008

Con riferimento al caso esaminato nella scheda B.2.1 (nell'ipotesi di assumere la stessa quota di applicazione per $N_{V,1}$, $N_{H,1}$ e T_1 pari a d_1 e che il peso proprio del blocco sia applicato in $(b_1/2, h_{W1}/2)$, si ricava:

$$\beta_{W_1} = \operatorname{arctg}\left(\frac{h_{W_1}/2}{b_1/2}\right), \quad \beta_{N_{V,1}} = \beta_{N_{H,1}} = \beta_{T_1} = \operatorname{arctg}\left(\frac{h_1}{d_1}\right),$$

$$R_{W_1} = \sqrt{\left(\frac{h_{W_1}}{2}\right)^2 + \left(\frac{b_1}{2}\right)^2}, \quad R_{N_{V,1}} = R_{N_{H,1}} = R_{T_1} = \sqrt{h_1^2 + d_1^2},$$

$$M_S = N_1 \cdot R_{N_{V,1}} \cdot \cos(\beta_{N_{V,1}} + \theta) + (T_1 - N_{H,1}) \cdot R_{N_1} \cdot \sin(\beta_{N_{V,1}} + \theta) + W_1 \cdot R_{W_1} \cdot \cos(\beta_{W_1} + \theta)$$

Aumentando l'angolo di rotazione, si ha una diminuzione del braccio delle forze verticali rispetto alla cerniera cilindrica (per alcuni valori di θ_k , il punto di applicazione di alcune forze esce dal filo della parete su cui si trova il polo di rotazione e, in questi casi, il momento generato da tali forze, che diventano instabilizzanti, sarà negativo, contribuendo alla diminuzione del momento resistente) e un aumento del braccio delle forze orizzontali: ne consegue una diminuzione del momento stabilizzante, che in una certa configurazione arriva ad annullarsi, e un aumento del momento ribaltante. A questo corrisponde, per quanto detto, una diminuzione del coefficiente α , che si annullerà in quella configurazione in cui è nullo il momento resistente.

È possibile determinare l'angolo θ_{k0} (cui corrisponde lo spostamento d_{k0} del punto di controllo considerato) che caratterizza la configurazione per cui si ha l'annullamento del moltiplicatore α e quindi del momento stabilizzante M_S , in via semplificata, mantenendo costanti all'evolversi del cinematisimo le diverse azioni presenti: la configurazione cercata può essere ottenuta esprimendo la geometria in una generica configurazione variata, funzione della rotazione finita θ_{k0} , calcolando l'espressione per il momento resistente, ponendo:

$$M_S = N_{V,1} \cdot R_{N_{V,1}} \cdot \cos(\beta_{N_{V,1}} + \theta) + (T_1 - N_{H,1}) \cdot R_{N_{V,1}} \cdot \sin(\beta_{N_{V,1}} + \theta) + W_1 \cdot R_{P_1} \cdot \cos(\beta_{W_1} + \theta) = 0$$

e ricavando da tale equazione l'incognita θ_{k0} .

Determinata la rotazione finita θ_{k0} si può ricavare il corrispondente spostamento d_{k0} . Come punto di controllo è assunto il baricentro delle forze verticali, la cui altezza rispetto al polo di rotazione è:

$$h_{bar} = \frac{h_1 N_{V,1} + \frac{h_1}{2} W_1}{N_{V,1} W_1}$$

Lo spostamento d_{k0} del punto di controllo che si ha in corrispondenza dell'annullamento di ogni capacità del sistema di sopportare azioni orizzontali è quindi:

$$d_{k0} = h_{bar} \cdot \sin(\theta_{k0})$$

Avendo seguito passo-passo le successive configurazioni variare del sistema in esame, è nota con precisione la variazione del coefficiente di collasso α al variare di θ_k ; è di conseguenza noto anche il legame tra α e lo spostamento generalizzato d_k del punto di controllo della struttura ed è quindi possibile definire la curva ad esso relativa. A questo punto deve essere definita la curva di capacità del corrispondente oscillatore semplice.

Lo spostamento spettrale d^* dell'oscillatore equivalente a 1 g.d.l può essere ottenuto da¹⁰:

¹⁰ eq. C8A.4.5, Circ. n.617 del 2/2/09

$$d_0^* = d_{k0} \cdot \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}} = d_{k0} \cdot \frac{N_{V,1} \cdot \delta_{x,N_{V,1}}^2 + W_1 \cdot \delta_{x,W_1}^2}{\frac{h_{bar}}{h_1} \cdot (N_{V,1} \cdot \delta_{x,N_{V,1}} + W_1 \cdot \delta_{x,W_1})}$$

essendo $\delta_{x,k}$ lo spostamento virtuale orizzontale del punto assunto come riferimento per la determinazione di d_k , e quindi, nel caso in analisi, del baricentro delle forze verticali.

Risulta così nota la curva di capacità del sistema in esame. Lo spostamento spettrale per la verifica allo stato limite ultimo è definito dalla normativa a partire dallo spostamento spettrale d_0^* che si ha in corrispondenza dello spostamento d_{k0} ¹¹.

Secondo la normativa¹² il valore dello spostamento spettrale ultimo corrisponde al 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:

$$d_u^* = 0,4 \cdot d_0^*$$

La domanda di spostamento viene valutata sullo spettro in corrispondenza del periodo secante T_s ¹¹ che può essere definito sulla curva di capacità considerando il punto di coordinate $(d_s^*; a_s^*)$ tale che:

$$d_s^* = 0,40 \cdot d_u^*, \quad a_s^* = a_0^* \cdot \left(1 - \frac{d_s^*}{d_0^*}\right) \Rightarrow T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}}$$

La verifica di sicurezza viene svolta mediante spettro di capacità, che risulterà soddisfatta se la capacità di spostamento ultimo d_u^* del meccanismo locale e la domanda di spostamento $\Delta_d(T_s)$ soddisfano la relazione $\Delta_d \leq d_u^*$ e, quindi, se lo spostamento richiesto alla struttura in presenza di evento sismico risulta minore dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo.

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, la verifica di sicurezza nei confronti dello Stato limite di salvaguardia della vita si considera soddisfatta se¹³:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s)$$

dove: S_{De} è lo spettro di risposta elastico in spostamento.

Se invece il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, deve essere considerato lo spettro di risposta in spostamento del moto alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematico. Una approssimazione accettabile consiste nel verificare anche¹⁴:

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

È possibile considerare anche l'interpretazione grafica della verifica mediante spettro di capacità nel diagramma ADSR (Acceleration Displacement Spectrum Response; Figura B. 1). Nota la curva di capacità (la cui intersezione con l'asse degli spostamenti corrisponde a d_0^* e la cui intersezione con l'asse delle accelerazioni corrisponde all'accelerazione spettrale di

¹¹ § C8A.4.2.3, Circ. n.617 del 2/2/09

¹² § C8A.4.2.2, Circ. n.617 del 2/2/09

¹³ eq. C8A.4.11 Circ. n.617 del 2/2/09

¹⁴ eq. C8A.4.12 Circ. n.617 del 2/2/09

attivazione del meccanismo a_0^*) risulta nota la posizione di d_u^* ; costruita poi la curva di domanda, dall'intersezione di questa con la retta per l'origine passante per il punto di coordinate $(d_s^*; a_s^*)$ corrispondente al periodo secante T_S è possibile ricavare la posizione di Δ_d (T_S).

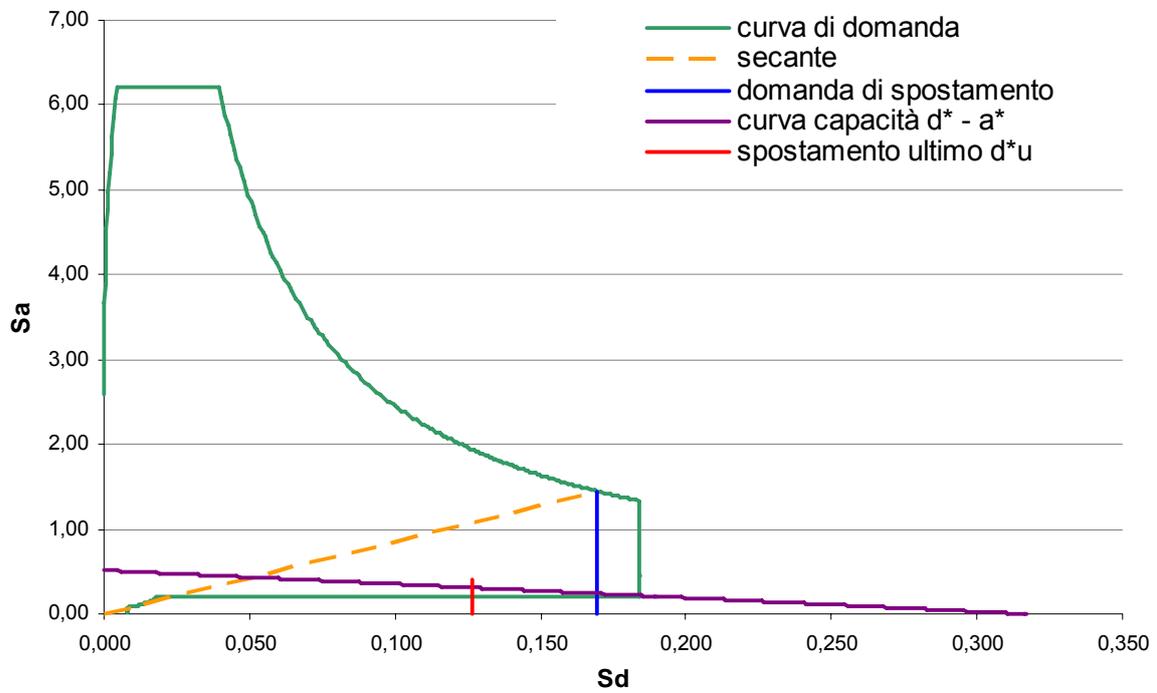


Figura B. 1: Grafico di verifica SLV con analisi non lineare

B.4 Verifiche di sicurezza per azioni ordinarie

Le verifiche di sicurezza in condizioni statiche per azioni ordinarie dell'Unità di Analisi possono essere condotte, con riferimento esclusivamente allo Stato Limite Ultimo, impiegando il metodo semplificato basato sull'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete, proposto nelle Norme Tecniche delle Costruzioni (D.M. 14/01/2008) al punto 4.5.6.2. per la verifica a presso flessione per carichi laterali (resistenza e stabilità fuori dal piano) nel caso delle costruzioni in muratura.

L'applicazione di tale metodo semplificato necessita, con riferimento all'Unità di Analisi identificata secondo i principi esposti nell'introduzione al §2:

1. l'identificazione di ciascuna parete portante ai diversi piani;
2. per ciascuna parete portante, l'identificazione dei singoli pannelli verticali resistenti (maschi murari): sono ammesse deroghe alla continuità verticale delle sezioni trasversali resistenti considerate ai diversi livelli a patto di verificare l'effettiva capacità di ripartizione e diffusione delle tensioni in ragione della qualità muraria e dell'efficienza degli architravi e delle fasce murarie di piano presenti in opera;
3. per ciascun maschio murario individuato, la valutazione: della sezione trasversale resistente; dell'area di carico di competenza; delle azioni gravanti distinguendo tra i carichi associati agli orizzontamenti direttamente incidenti sull'elemento considerato, i carichi derivanti dal peso proprio della muratura, i carichi derivanti dai piani sovrastanti. Per ciascuna di tali azioni dovrà essere inoltre valutata l'eccentricità rispetto al piano medio del maschio esaminato.

Si introduca la seguente notazione, avendo indicato con X e Y le due direzioni ortogonali secondo le quali l'Unità di Analisi prevalentemente si estende :

- k : contatore dei piani variabile da 1 a N, con N numero totale dei piani dell'Unità di Analisi;
- i : contatore dei maschi murari in direzione X, variabile da 1 a $M_{x,k}$, con $M_{x,k}$ numero totale dei maschi murari in direzione X al piano k-esimo;
- j : contatore dei maschi murari in direzione Y, variabile da 1 a $M_{y,k}$, con $M_{y,k}$ numero totale dei maschi murari in direzione Y al piano k-esimo;
- m: contatore delle sezioni trasversali del maschio murario, assunto pari a 1 in corrispondenza della sezione d'estremità inferiore, 2 in corrispondenza di quella centrale, 3 in corrispondenza di quella d'estremità superiore;
- $A_{k,i}$: sezione trasversale del maschio i-esimo al k-esimo piano (computata sulla base dei corrispondenti larghezza $b_{k,i}$ e spessore $t_{k,i}$);
- $A_{k,j}$: sezione trasversale del maschio j-esimo al k-esimo piano (computata sulla base dei corrispondenti larghezza $b_{k,j}$ e spessore $t_{k,j}$);
- $Q_{k,i}$: carico associato al contributo degli orizzontamenti direttamente gravanti sull'i-esimo maschio posizionato al k-esimo livello in direzione X, cui risulta associata una eccentricità $e_{q,k,i}$. Tale contributo deve essere inteso comprensivo dei carichi permanenti e di quelli variabili accidentali;
- $Q_{k,j}$: carico associato al contributo degli orizzontamenti direttamente gravanti sul j-esimo maschio posizionato al k-esimo livello in direzione Y, cui risulta associata una eccentricità $e_{q,k,j}$. Tale contributo deve essere inteso comprensivo dei carichi permanenti e di quelli variabili accidentali;
- $R_{k,i}$: risultante dei carichi trasmessi dai piani superiori gravanti sull'i-esimo maschio posizionato al k-esimo livello in direzione X, cui risulta associata una eccentricità $e_{r,k,i}$ (computata in via approssimata rispetto al piano medio del maschio posto al piano k+1-esimo sovrastante il maschio in esame);

- $R_{k,j}$: risultante dei carichi trasmessi dai piani superiori gravanti sul j-esimo maschio posizionato al k-esimo livello in direzione Y, cui risulta associata una eccentricità $e_{r,k,j}$ (computata in via approssimata rispetto al piano medio del maschio posto al piano k+1-esimo sovrastante il maschio in esame);
- $P_{k,i(j),m}$: contributo associato al peso proprio della muratura. Tale contributo deve essere inteso come somma del peso proprio del maschio murario esaminato (i-esimo oppure j-esimo al k-esimo piano) variabile a seconda della sezione trasversale esaminata (m-esima) $P^{(1)}_{k,i(j),m}$ e di eventuali porzioni di pannelli di fascia gravanti sul maschio $P^{(2)}_{k,i(j),m}$ (definendo come pannelli di fascia le porzioni di muratura il cui ingombro è definito verticalmente tra due aperture allineate e orizzontalmente da quello dei maschi murari adiacenti).

Il carico $Q_{k,i(j)}$ può essere calcolato, in assenza di valutazioni più accurate, sulla base delle aree di competenza di ciascun maschio murario stimate a partire dalle informazioni acquisite sulla tipologia strutturale e le direzioni di orditura degli orizzontamenti.

Per l'identificazione dei maschi murari sono ammesse deroghe alla continuità verticale delle sezioni trasversali resistenti considerate ai diversi livelli a patto di verificare l'effettiva capacità di ripartizione e diffusione delle tensioni in ragione della qualità muraria e dell'efficienza degli architravi e delle fasce murarie di piano presenti in opera.

In Figura B.2 è fornita un'esemplificazione della possibile identificazione dei maschi murari all'interno della parete con riferimento alla notazione precedentemente introdotta.

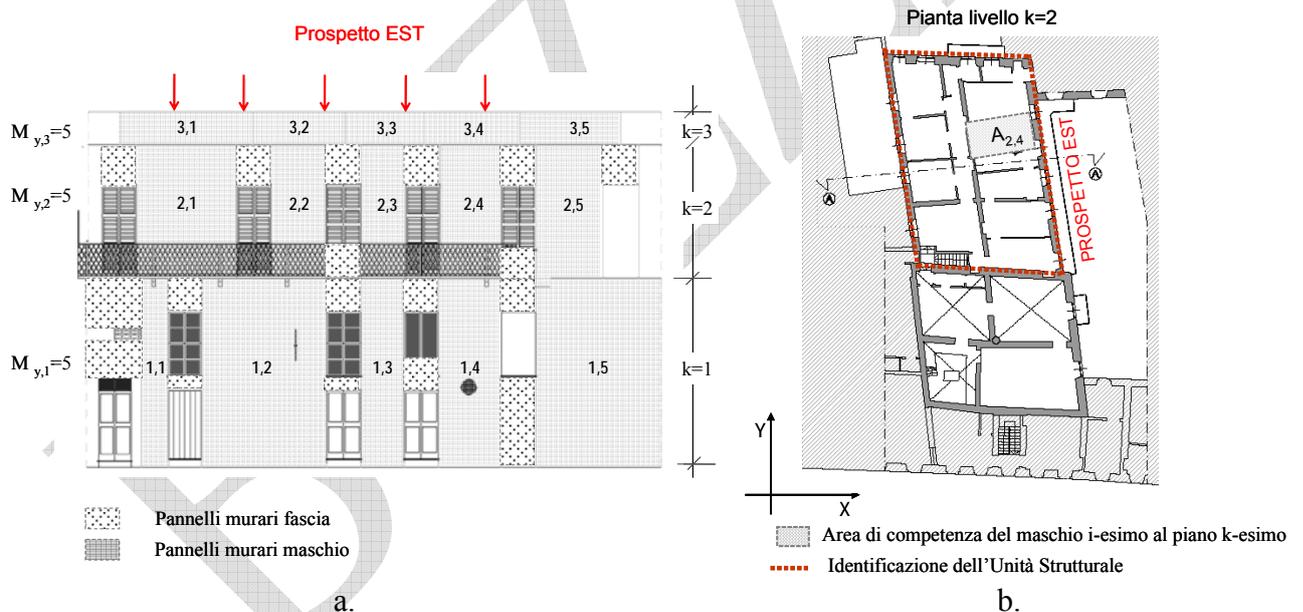


Figura B. 2: Identificazione dei maschi murari e delle rispettive aree di competenza

Sulla base delle azioni precedentemente introdotte gravanti su ciascun maschio murario, si procede al calcolo del valore di progetto della caratteristica di sollecitazione normale agente $N_{d,k,i}$ (o $N_{d,k,j}$ a seconda che il maschio in esame sia diretto lungo X o Y). Si precisa che il calcolo delle azioni ($Q_{k,i(j)}$, $R_{k,i(j)}$, $P_{k,i(j)}$) deve essere effettuato con riferimento alla combinazione fondamentale delle azioni prevista per lo Stato Limite Ultimo (2.5.1) secondo quanto illustrato al punto 2.5.3 delle Norme Tecniche delle Costruzioni (D.M. 14/01/2008).

Per ogni maschio murario dovrà risultare: $N_{d,k,i(j)} \leq N_{Rd,k,i(j)}$, avendo indicato con $N_{Rd,k,i(j)}$ la resistenza di progetto del maschio murario in esame.

La resistenza di progetto del maschio murario è fornita dalla:

$$N_{Rd,k,i(j)} = A_{k,i(j)} \cdot \phi_{k,i(j)} \cdot f_{d,k,i(j)}$$

In cui rispettivamente:

- $\phi_{k,i(j)}$: è il coefficiente di riduzione della resistenza del maschio i (j)-esimo posizionato al k -esimo livello calcolato sulla base dei principi esposti al punto 4.5.6.2 delle Norme Tecniche delle Costruzioni (D.M. 14/01/2008);
- $f_{d,k}$: è la resistenza di progetto a compressione della muratura.

La resistenza di progetto a compressione della muratura $f_{m,k}$, in assenza di valutazione più accurata, può essere ricavata dalla Tabella C8A.2.1 (con l'applicazione degli eventuali coefficienti correttivi proposti in Tabella C8A.2.2, contenuta nel documento di "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni" pubblicata sulla G.U. del 26.02.2009 n. 47) sulla base dell'identificazione della tipologia muraria (stabilita sulla base dei criteri definiti ai paragrafi 2.4 e 2.7, e relative sottosezioni, del presente documento) e del livello di conoscenza raggiunto applicando il coefficiente parziale di sicurezza γ_M come definito nelle Norme Tecniche delle Costruzioni (D.M.14/01/2008) al punto 4.5.6.1.

B.5 Modelli semplificati per l'analisi sismica globale di edifici in aggregato

Come già illustrato nel § 4.4, il modello meccanico semplificato illustrato consente di effettuare valutazioni preliminari e, in particolare, una verifica semplificata mediante l'approccio di analisi statica lineare e il calcolo semplificato delle grandezze che descrivono la curva di capacità per procedere ad una verifica secondo l'approccio dell'analisi statica non lineare.

- *Verifica semplificata mediante l'approccio di analisi statica lineare*

Il metodo proposto nel seguito si basa sulla formulazione di un modello meccanico semplificato che consente una valutazione quantitativa dell'accelerazione di collasso a_{SLV} (corrispondente allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita o di danno a_{SLD} a seconda dello stato limite esaminato) dell'Unità di Analisi, nell'ipotesi che questo si verifichi per rottura degli elementi resistenti verticali (maschi murari, come già introdotti al § B.4) da confrontarsi poi l'accelerazione massima al sito a_g (come definita nelle NTC 2008 al variare dello stato limite considerato) al fine di definire l'indice di sicurezza corrispondente.

La procedura di verifica proposta è ispirata ai principi sui quali si basa l'analisi statica lineare. La verifica è tuttavia semplificata in quanto non è eseguita una verifica puntuale di tutti i singoli elementi strutturali. In particolare consente il calcolo dell'accelerazione di collasso da confrontarsi poi con quella di progetto (valutando in tal modo quindi un indice di sicurezza).

Qualora gli orizzontamenti dell'Unità di Analisi siano flessibili si procederà all'analisi delle singole pareti (o al più di sistemi di pareti complanari efficacemente collegate), ciascuna analizzata come struttura indipendente, soggetta ai carichi verticali di competenza ed all'azione del sisma nella direzione parallela alla parete.

Viceversa nel caso di orizzontamenti sufficientemente rigidi si procederà all'analisi complessiva dell'Unità di Analisi considerando il contributo simultaneo delle diverse pareti resistenti nella direzione dell'azione del sisma di volta in volta esaminata.

L'accelerazione che porta al raggiungimento delle condizioni limite di collasso (nel caso di stato limite di danno la metodologia è assolutamente analoga fatte salve le particolarizzazioni dello spettro di risposta come definite nelle NTC 2008) è computata come la minima tra quelle ottenute, ai diversi piani e nelle due direzioni di analisi (X e Y).

In particolare, con riferimento alla condizione che porta, ad esempio, allo SLV, è possibile ricavare il valore dell'ordinata dello spettro di risposta elastico:

$$S_{e,SLV} = \frac{q}{\lambda M} F_{SLV}$$

dove:

- q : è il coefficiente di struttura (nel caso di Stato Limite di Danno esso deve essere assunto unitario);
- λ : è il fattore che tiene conto della frazione della massa partecipante sul primo modo di vibrazione;
- M : è la massa sismica totale dell'Unità di Analisi (o della singola parete, a seconda che i solai siano assunti sufficientemente rigidi oppure flessibili);
- F_{SLV} : è la resistenza a taglio dell'UA ottenuta come la minore tra quelle valutate secondo due direzioni perpendicolari, scelte in genere secondo gli assi prevalenti dei muri portanti, prendendo in esame l'eventualità del collasso ai diversi piani della costruzione.

In base al valore dell'ordinata dello spettro di risposta si determina poi il tempo di ritorno T_{SLV} dell'azione sismica corrispondente, mediante un procedimento iterativo che utilizza i dati disponibili in appendice delle NTC relativi ai 9 tempi di ritorno ivi riportati. Al tempo di ritorno T_{SLV} così valutato sono associati i corrispondenti valori di a_g , F_0 e T_C^* , attraverso i quali sono definiti tutti i parametri dello spettro. Il valore dell'accelerazione, riferita a suolo rigido (categoria di sottosuolo A), che porta al raggiungimento dello stato limite ultimo in quel sito può essere a questo punto calcolato come:

$$a_{SLV} = \begin{cases} \frac{S_{e,SLV}(T_1)}{SF_0} & T_B \leq T_1 < T_C \\ \frac{S_{e,SLV}(T_1)}{SF_0} \frac{T_1}{T_C} & T_C \leq T_1 < T_D \end{cases}$$

dove:

- T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione dell'Unità di Analisi; in assenza di valutazioni più accurate esso può essere calcolato in maniera approssimata tramite la seguente espressione:

$$T_1 = 0.05H^{3/4}$$

in cui H è l'altezza totale dell'Unità di Analisi.

- T_B, T_C e T_D sono i periodi caratteristici dello spettro di risposta, definito al punto 3.2.3.2 delle NTC 2008;
- $S = S_S S_T$ è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.

Di norma il periodo T_1 risulta inferiore a T_D , ecco perché sono considerate, a differenza degli spettri proposti nelle NTC 2008, solo due espressioni (in ogni caso la seconda relazione fornisce un valore cautelativo). Se la struttura ha periodo inferiore a T_B si suggerisce comunque di utilizzare la prima relazione.

In relazione alla definizione del coefficiente q è necessario effettuare le seguenti precisazioni. Come noto, e come descritto al punto 7.3.1 delle Norme Tecniche delle Costruzioni (D.M. 14/01/2008), il fattore di struttura q è introdotto nel caso di analisi statica o dinamica lineare al fine di ridurre lo spettro di risposta elastico per tenere conto, in maniera semplificata, delle capacità dissipative e di duttilità della struttura nonché della sua sovrarresistenza (associata al fattore α_u/α_1 introdotto al sopraccitato punto 7.3.1). La sovrarresistenza è relazionata all'incremento di resistenza che la struttura è in grado di esibire a partire dal raggiungimento del limite elastico nel primo elemento fino alla formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile (Figura B. 3). L'applicazione di un fattore di struttura che tenga conto di entrambi questi fattori (capacità dissipative e di duttilità e sovrarresistenza) è coerente nel caso in cui si applichino i principi della verifica statica lineare tradizionali secondo

i quali la verifica è poi effettuata sui singoli elementi tenendo conto dell'effettiva rigidezza di ciascuno (come illustrato al punto 7.3.3.2 delle Norme Tecniche delle Costruzioni).

Tuttavia nel caso della metodologia semplificata proposta il calcolo della resistenza a taglio F_{SLU} è basato sull'assunzione semplificata che tutti i maschi murari raggiungano simultaneamente la loro massima resistenza, senza dunque tenere conto degli effetti associati alla sovrarresistenza; questi sono però messi in conto attraverso alcuni coefficienti correttivi, che saranno di seguito introdotti. A seguito di tale osservazione si giustifica l'assunzione di un fattore q che include anche il coefficiente di sovrarresistenza. Il fatto di assumere un fattore di sovrarresistenza prefissato (quello indicato dalla normativa) per la valutazione della domanda sismica ed invece graduarlo in relazione alle varie irregolarità nel calcolo della capacità, porta di fatto ad assumere valori diversi del fattore di struttura diviso per il coefficiente di sovrarresistenza; in altre parole si assume una maggiore duttilità per le costruzioni regolari in piani rispetto a quelle che presentano irregolarità.

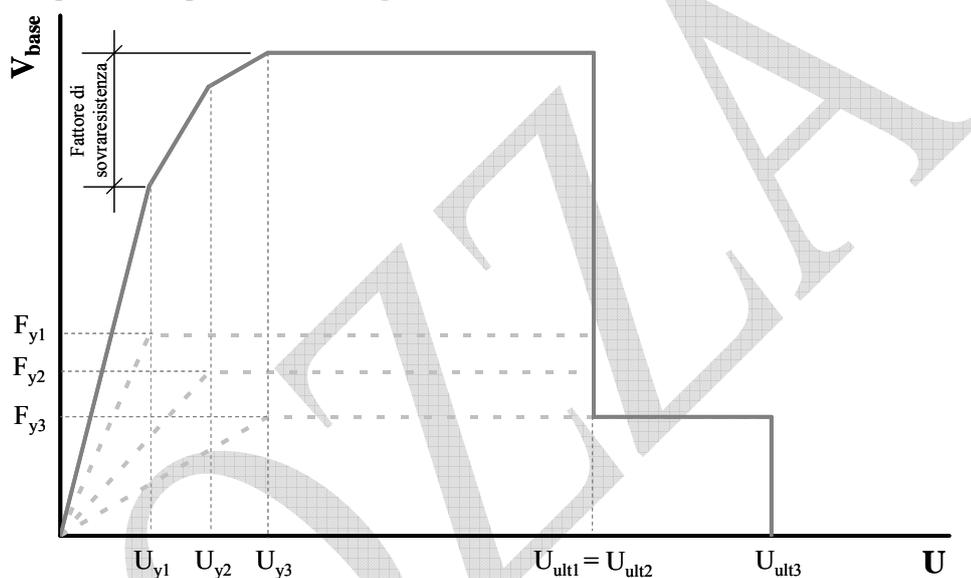


Figura B. 3: Curva taglio di base (V_{base}) –spostamento di un nodo di controllo di una parte muraria (U): identificazione del fattore di sovrarresistenza (*linea grigia tratto continuo: curva risultante; linee grigie tratteggiate: curve corrispondenti ai singoli pannelli*)

Il fattore di partecipazione della frazione della massa partecipante sul primo modo di vibrazione λ può essere assunto, in assenza di valutazioni più accurate, pari a 1 nel caso di $N=1$ (oppure nel caso in cui T_1 risulti maggiore di $2T_C$, con T_C periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro elastico), 0.9 per $N=2$ e 0.85 per $N \geq 3$ (avendo indicato con N il numero totale di piani dell'Unità di Analisi). Tali valori sono coerenti con l'adozione di una forma modale triangolare (nel caso in cui le masse di piano siano costanti a tutti i livelli).

In alternativa, al fine di tenere conto, seppure in maniera approssimata, della variazione delle forme modali associata ad esempio ai ritegni forniti dalle Unità adiacenti a quella di Analisi, è possibile calcolare il fattore λ ipotizzando il vettore Φ che rappresenta lo spostamento dei diversi piani. In particolare nell'ipotesi che si possano assumere sostanzialmente costanti sia l'altezza di interpiano che la massa di ciascun piano, è ammesso calcolare λ sulla base della formulazione seguente:

$$\lambda = \frac{\left(\sum_{k=1}^N \phi_k \right)^2}{N \sum_{k=1}^N \phi_k^2}$$

in cui ϕ_k indica lo spostamento orizzontale al piano k-esimo (k-esima componente del vettore Φ).

Per quanto riguarda il calcolo della massa sismica totale M dell'Unità di Analisi esso è effettuato a partire dal calcolo della massa M_k (k-esima) associata a ciascun piano. In particolare con riferimento alla notazione introdotta in § B.4, la k-esima massa può essere calcolata tramite la seguente espressione:

$$M_k = \frac{\sum_{i=1}^{M_{x,k}} (Q_{k,i} + P_{k,i,2}) + \sum_{i=1}^{M_{x,k+1}} (P_{k+1,i,2}) + \sum_{j=1}^{M_{y,k}} (Q_{k,j} + P_{k,j,2}) + \sum_{j=1}^{M_{y,k+1}} (P_{k+1,j,2})}{g}$$

in cui g è l'accelerazione di gravità. E' necessario precisare che il calcolo del carico associato al contributo degli orizzontamenti deve essere effettuato con riferimento alla combinazione sismica dei carichi come definita al punto 2.5.3 "Combinazione delle azioni" delle Norme Tecniche delle Costruzioni (D.M. 14/01/2008), in cui in particolare il contributo dei sovraccarichi variabili è combinato tramite l'adozione del coefficiente ψ_2 .

Computata la massa k-esima a ciascun piano quella totale è ottenuta effettuandone la sommatoria sul numero totale di piani: $M = \sum_{k=1}^N M_k$.

Si esamini ora il calcolo della resistenza a taglio F_{SLV} .

Poiché, come già introdotto, F_{SLV} è la resistenza a taglio dell'UA ottenuta come la minore tra quelle valutate secondo due direzioni perpendicolari prendendo in esame l'eventualità del collasso ai diversi piani della costruzione, nel seguito si porrà più propriamente riferimento al calcolo di $F_{SLV,x,k}$. $F_{SLV,x,k}$ rappresenta pertanto la resistenza a taglio del k-esimo piano dell'Unità di Analisi, a titolo di esempio, in direzione X (o della singola parete diretta lungo X a seconda che i solai siano assunti sufficientemente rigidi oppure flessibili).

In particolare esso è fornito dalla seguente espressione :

$$F_{SLU,x,k} = \frac{\theta \alpha_k \mu_{x,k} \sum_{i=1}^{M_{x,k}} A_{k,i} \tau_{r,k,i}}{\beta_{x,k}}$$

in cui:

- θ : è un coefficiente che tiene conto del fatto che l'Unità di Analisi è inserita nel contesto dell'aggregato. Esso è finalizzato a tenere conto ad esempio degli effetti torsionali indotti nell'Unità di Analisi a causa dell'irregolarità planimetrica dell'aggregato: tali effetti dovranno essere calibrati in ragione della posizione dell'Unità di Analisi all'interno dell'aggregato;
- α_k : è il coefficiente che tiene conto della distribuzione di forze adottata. Nel caso in cui sia assunta una distribuzione proporzionale alle masse di piano moltiplicata per la corrispondente quota rispetto al piano di fondazione (ossia coerente con quella adottata nel caso di analisi statica lineare come descritto per gli edifici isolati al punto 7.3.3.2 delle Norme Tecniche delle Costruzioni D.M.14/01/2008), tale coefficiente assume la seguente espressione:

$$\frac{\sum_{n=1}^N z_n M_n}{\sum_{n=k}^N z_n M_n} \quad (1)$$

in cui rispettivamente z_n è la quota valutata rispetto al piano di fondazione del piano n-esimo e M_n è la massa del piano n-esimo.

E' consentito impiegare distribuzioni di forze differenti nel caso in cui si disponga di elementi acquisiti durante il processo conoscitivo per tenere conto degli effetti di interazione tra l'Unità di Analisi e le unità adiacenti.

- $A_{k,i}$: come definito in § B.4, è la sezione trasversale del maschio i-esimo al k-esimo piano (computata sulla base dei corrispondenti larghezza $b_{k,i}$ e spessore $t_{k,i}$);
- $\beta_{x,k}$: è un coefficiente di irregolarità in pianta valutato al k-esimo piano dell'Unità di Analisi associato all'eccentricità e_{yk} , tra il centro delle rigidezze rispetto al baricentro delle masse, ed alla distanza d_{yk} , tra il baricentro delle rigidezze e la parete in direzione x più esterna. Tale coefficiente deve essere computato esclusivamente nei casi in cui i lati dell'Unità di Analisi nella direzione esaminata siano liberi (ossia non in adiacenza con pareti di Unità adiacenti); in caso contrario tale coefficiente può essere assunto unitario, assumendo che gli effetti torsionali associati a tale coefficiente di irregolarità siano inibiti dall'inclusione dell'Unità di Analisi nell'aggregato. Nei casi in cui tale coefficiente debba essere calcolato, esso può essere stimato in via approssimata dalla (analogamente a quanto proposto nel documento di *Linee Guida Patrimonio Culturale*:

$$\beta_{x,k} = 1 + 2 \frac{e_{yk}}{d_{yk}} \leq 1.2$$

- $\mu_{x,k}$: è un coefficiente che considera l'omogeneità di rigidezza e resistenza dei maschi murari. Tale coefficiente tiene conto in maniera approssimata del fatto che nella realtà non tutti i maschi murari esibiscono la loro massima resistenza simultaneamente. Esso può essere stimato in via approssimata dalla (analogamente a quanto proposto nel suddetto documento di *Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale*):

$$\mu_{x,k} = 1 - 0.2 \sqrt{\frac{M_{x,k} \sum_{i=1}^{M_{x,k}} A_{k,i}^2}{\left(\sum_{i=1}^{M_{x,k}} A_{k,i}\right)^2}} \geq 0.8$$

- $\tau_{r,k,i}$: è il valore di calcolo della resistenza a taglio dell'i-esimo maschio murario computato come il valore minimo tra la resistenza associata all'attivazione di un meccanismo di rottura per presso flessione ($\tau_{pf,k,i}$) e quella associata all'attivazione di un meccanismo di rottura per fessurazione diagonale ($\tau_{fd,k,i}$).

Nel caso del meccanismo per presso flessione il valore di $\tau_{pf,k,i}$ potrà essere calcolato dalla:

$$\tau_{pf,k,i} = \frac{\sigma_{0,k,i} b_{k,i}}{h_{k,i}} \left(1 - \frac{\sigma_{0,k,i}}{0.85 f_{m,k}} \right)$$

Nel caso del meccanismo per fessurazione diagonale il valore di $\tau_{fd,k,i}$ potrà essere calcolato dalla:

$$\tau_{pf,k,i} = \frac{1.5\tau_{0d,k}}{\kappa_{k,i}} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0,k,i}}{1.5\tau_{0d,k}}}$$

in cui rispettivamente:

- $b_{k,i}$ e $h_{k,i}$: sono rispettivamente la larghezza e l'altezza dell' i -esimo maschio. In assenza di valutazioni più accurate l'altezza $h_{k,i}$ potrà essere assunta pari a quella d'interpiano h_k .
- $f_{m,k}$ e $\tau_{0d,k}$: sono rispettivamente le resistenze di calcolo a compressione e a taglio per fessurazione diagonale della muratura al piano k -esimo. Esse, in assenza di valutazioni più accurate, possono essere ricavate dalla Tabella C8A.2.1 (con l'applicazione degli eventuali coefficienti correttivi proposti in Tabella C8A.2.2) contenuta nel documento di "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni" (pubblicata sulla G.U. del 26.02.2009 n. 47) sulla base dell'identificazione della tipologia muraria effettuata.
- $\kappa_{k,i}$: è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, funzione della snellezza dell' i -esimo maschio. Esso può essere assunto pari a $h_{k,i}/b_{k,i}$, comunque non superiore a 1.5 né inferiore a 1.
- $\sigma_{0,k,i}$: è la tensione verticale media di compressione agente sull' i -esimo maschio. Coerentemente con la notazione introdotta in § B.4, essa può essere calcolata dalla:

$$\sigma_{0,k,i} = \frac{Q_{k,i} + R_{k,i} + P_{k,i,2}}{A_{k,i}} \quad (2)$$

in cui il calcolo del carico associato al contributo degli orizzontamenti deve essere effettuato con riferimento alla combinazione sismica dei carichi (2.5.5) come definita al punto 2.5.3 "Combinazione delle azioni" delle Norme Tecniche delle Costruzioni (D.M. 14/01/2008).

Valutata l'accelerazione a_{SLV} secondo i criteri sopraesposti la verifica si esaurisce nel confrontarla con quella proposta nella norma per il sito nel quale è ubicata l'Unità di Analisi oggetto della verifica.

- *Integrazione dei dati per il calcolo della curva di capacità*

Come già introdotto al § B.4.1.2, coerentemente con i principi su cui si basa l'analisi statica lineare, il modello propone in primo luogo esclusivamente il calcolo della resistenza strutturale. Tali dati possono essere poi integrati mediante il calcolo approssimato del periodo iniziale della struttura e della corrispondente capacità di spostamento per definire la curva di capacità della struttura e potere procedere così anche ad una verifica secondo l'approccio dell'analisi statica non lineare: tale verifica è semplificata poiché la curva di capacità non è ottenuta tramite un modello di dettaglio, ma stimando le grandezze che concorrono a definirla. Si richiama come la curva di capacità, nell'ambito di tale approccio di verifica, descrive il taglio resistente alla base dell'Unità di Analisi in funzione dello spostamento di un punto rappresentativo della struttura (ipotizzato usualmente all'ultimo livello), opportunamente convertita per potere effettuare il confronto con la domanda espressa in termini di spettro di risposta

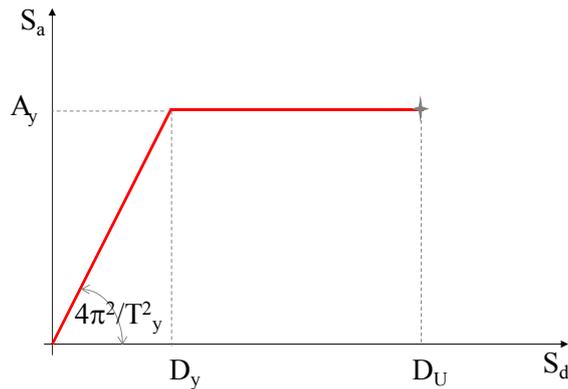


Figura B. 4: Curva di capacità

Per quanto riguarda il calcolo della resistenza (già opportunamente convertito), esso è fornito dall'applicazione della:

$$A_{y,x,k} = \frac{1}{\lambda M} F_{SLU,x,k} = \frac{1}{\lambda M} \frac{\theta \alpha_k \mu_{x,k} \sum_{i=1}^{M_{x,k}} A_{k,i} \tau_{r,k,i}}{\beta_{x,k}}$$

Calcolato per $k=1$ ossia in corrispondenza del piano terra dell'Unità di Analisi. Per il significato delle grandezze introdotte si rimanda a quanto introdotto in precedenza. Nel calcolo della resistenza è opportuno precisare che si trascura l'effetto associato alla variazione dello sforzo normale nei maschi e come precedentemente introdotto si ipotizza il perfetto accoppiamento di tutti gli elementi portanti.

Per quanto riguarda il calcolo del periodo, in via approssimata e in assenza di valutazioni più accurate, esso può essere stimato sulla base della seguente espressione (come proposto anche nelle NTC 2008):

$$T_y = 0.05H^{0.75}$$

Con H l'altezza totale dell'Unità di Analisi esaminata. Tale espressione in generale fornisce stime rappresentative della fase lineare elastica della struttura di edifici isolati, il suo uso quindi nel caso di edifici in aggregato deve essere visto con cautela ed al fine di fornire esclusivamente una preliminare stima. Al riguardo appare utile sottolineare tra l'altro che, nel caso di unità di analisi inserite in aggregato, il comportamento dinamico nelle due direzioni prevalenti potrebbe essere differente a causa della diversa interazione con le unità adiacenti (si pensi ad esempio al caso di una unità interclusa esclusivamente su due lati e libera sugli altri due).

Si ricorda che il periodo T_y , lo spostamento D_y e l'accelerazione A_y sono legati dalla seguente espressione:

$$D_y = \left(\frac{T_y}{2\pi} \right)^2 A_y$$

Per quanto riguarda, il calcolo della capacità di spostamento ultimo, esso può essere effettuato (come proposto recentemente in Lagomarsino S., Cattari S., Pagnini L., Parodi S.(2010) Applications: damage and loss scenario at regional/urban level for different SH input, Report del S2 Project "Development of a dynamical model for seismic hazard assessment at national scale" (Agreement DPC-INGV 2007-2009; Coordinatori: E. Faccioli e W.Marzocchi)) in accordo alle espressioni di seguito riportate al variare di due modalità di collasso globali ipotizzate per l'Unità di Analisi.

In particolare nel caso si ipotizzi un meccanismo di piano debole, l'espressione di D_u è fornita dalla:

$$D_{u, \text{ piano debole}} = \delta_{u, \text{ dir}} h + D_{y, \text{ dir}} \left(1 - \frac{\Gamma}{N} \right)$$

In cui : $\delta_{u, \text{ dir}}$ rappresenta il valore del drift ultimo assunto per i pannelli (ad esempio coerentemente con quanto proposto nelle NTC 2008, pari a 0.4 % nel caso di rottura a taglio e 0.6% nel caso di rottura a pressoflessione) nella direzione di analisi considerata (se X o Y); h è l'altezza d'interpiano del piano terra; Γ è calcolato dalla:

$$\Gamma = \frac{\left(\sum_{k=1}^N \phi_k \right)}{N \sum_{k=1}^N \phi_k^2}$$

In cui il significato della grandezza ϕ_k è stato illustrato nell'ambito del calcolo della grandezza λ introdotta per l'analisi statica lineare semplificata.

Nel caso invece in cui si assuma un meccanismo uniforme (ossia con la concentrazione del danno in una prima fase della risposta nelle fasce di piano e solo nella fase finale della risposta nei maschi), l'espressione di D_u è fornita dalla:

$$D_{u, \text{ uniforme}} = \delta_{u, \text{ dir}} \frac{N h}{\Gamma}$$

Il progettista sulla base della configurazione dell'Unità di Analisi di volta in volta esaminata dovrà ipotizzare la modalità di collasso più opportuna. Generalmente tuttavia appare opportuno fare riferimento all'occorrenza di meccanismo di piano debole, in quanto la presenza delle celle adiacenti – diversamente dal caso di edifici isolati – può inibirne l'attivazione.