REGIONE MARCHE
Servizio Edilizia Pubblica e
Ufficio decentrato di Muccia

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DELL'AQUILA
Facoltà di Ingegneria
Dipartimento Ingegneria delle Strutture,
delle Acque e del Terreno

CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE
Istituto per le Tecnologie della Costruzione
Sede L'Aquila

REPERTORIO DEI MECCANISMI DI DANNO, DELLE TECNICHE DI INTERVENTO E DEI RELATIVI COSTI NEGLI EDIFICI IN MURATURA

Sisma Marche 1997

Decreto del Commissario Delegato per gli interventi di protezione civile n. 28 del 10 aprile 2002

REGIONE MARCHE
Servizio Edilizia Pubblica e
Ufficio decentrato di Muccia

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DELL'AQUILA
Facoltà di Ingegneria
Dipartimento Ingegneria delle Strutture,
delle Acque e del Terreno

CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE
Istituto per le Tecnologie della Costruzione
Sede L'Aquila

REPERTORIO DEI MECCANISMI DI DANNO, DELLE TECNICHE DI INTERVENTO E DEI RELATIVI COSTI NEGLI EDIFICI IN MURATURA

Sisma Marche 1997
Decreto del Commissario Delegato per gli interventi di protezione civile n. 28 del 10 aprile 2002

In copertina:

Attivazione dei meccanismi di collasso in un comparto edilizio I.A.C.P. di Macerata
danneggiato dal terremoto nel Comune di Gagliole (MC)

Copyright 2007:

Regione Marche
CNR – ITC Consiglio Nazionale delle Ricerche - Istituto per le Tecnologie della Costruzione – L'Aquila
Università degli Studi dell'Aquila - Facoltà di Ingegneria – Dipartimento Ingegneria delle Strutture, delle Acque e del Terreno

Realizzazione:

Regione Marche - Servizio Edilizia Pubblica e Ufficio decentrato di Muccia
Consiglio Nazionale delle Ricerche I.T.C. – L'Aquila
Università degli Studi dell'Aquila - Facoltà di Ingegneria – Dipartimento Ingegneria delle Strutture, delle Acque e del Terreno

Editing:

a cura dell'ITC CNR L'Aquila

Stampa:

Tipografia Grafiche Scarponi s.r.l.
Via Pergolesi, 15 - 60027 OSIMO (AN)
settembre 2007

Le foto, i disegni, le tabelle e i grafici sono degli autori della pubblicazione salvo diversa indicazione

Responsabile del Progetto, coordinatore generale della ricerca

Prof. Giovanni C. Beolchini, *Dipartimento Ingegneria delle Strutture, delle Acque e del Terren*
Facoltà di Ingegneria – Università degli Studi dell'Aquila

Coordinatore della Ricerca sui *Meccanismi di danno*

Giandomenico Cifani, *CNR-ITC Istituto per le Tecnologie della Costruzione, L'Aquila*

Coordinatore della Ricerca sui *Costi degli Interventi*

Giorgio Girotti Pucci, *Regione Marche*

Gruppo di coordinamento

Università degli Studi dell'Aquila: Giovanni C. Beolchini
Regione Marche: Giorgio Girotti Pucci, Silvia Catalino, Cesare Spuri
CNR-ITC: Giandomenico Cifani, Livio Corazza, Antonio Martinelli, Aurelio Petracca

Referente scientifico

Prof. Vincenzo Petrini, *Dipartimento Ingegneria Strutturale Politecnico di Milano*

Collaborazioni CNR-ITC

Giovanni Cialone, Sandro D'Alessandro, Domenico Lazzaro, Gabriele Petrucci

Collaborazioni Regione Marche

Tonino Achilli, Marco Baffetti, Stefano Baldoni, Serena Carota, Federica Fava

Collaborazioni Facoltà Ingegneria Università dell'Aquila

Elena Antonacci

Collaborazioni esterne

Giorgio Bellesi, Mauro Fiore, Alberto Lemme, Antonio Mannella, Umberto De Matteis, Carmenzo Miozzi, Lucia Milano, Carmela Morisi, Sergio Tartari

Si ringrazia per la collaborazione i progettisti

Alessandro Alessandrini, Mariano Alterio, Barbara Angelini, Paolo Antonelli, Roberto Baldassarri, Giorgio Bellesi, Antonio Bettacchi, Aldo Birrozzi, Giuseppe Bocci, Piergiovanni Buatti, Domenico Butinelli, Gianni Cappa, Claudio Cerqua, Mariano Cerretti, Nazzareno Cesari, Piero Ciuffoni, Franco Cocci, Luciano Coppari, Domenico Corridoni, Vittorio Corridoni, Giammario Crescimbeni, Paolo Cruciani, Vincenzo De Ales, Roberto Di Girolamo, Paolo Donati, Ezio Fiastrelli, Roberto Finocchi, Roberto Gagliardi, Natale Gelagna, Augusto Gentili, Michele Giovanili, Nazzareno Jajani, Pasquale Lapio, Fernando Lapucci, Sauro Liberati, Silvana Lisi, Francesco Losego, Nunzio Lotti, Enrico Lucarini, Sergio Maccari, Maurizio Maria Malatesta, Thamel Marini, Enrico Mariotti, Luciano Meschini, Claudio Micarelli, Antonio Micheli, Sandro Micozzi, Andrea Mondini, Ivo Montefiori, Giuseppe Morelli, Carlo Morosi, Anna Natali, Giammario Ottavi, Giampiero Palmieri, Renzo Paniccià, Paola Paoletti, Ettore Paolucci, Vincenzo Pepe, Giuliano Peverati, Luca Piermattei, Riccardo Pompei, Francesco Porfiri, Lucio Pupilli, Carlo Resparambia, Vincenzo Ricca, Giulio Rosi, Venanzio Salvi, Fulvio Santoni, Ugo Satriano, Giampaolo Sbarbati, Patrizio Scarpacci, Maurizio Scartoccetti, Marcello Seri, Pierino Simonelli, Silvano Tesei, Emanuela Valenti, Angelo Venanzi, Alessandro Viola, Nazzareno Zampetti.

INDICE

Presentazione Presidente Regione Marche – *Gian Mario Spacca*
Presentazione Assessore agli interventi post-terremoto per la Ricostruzione e lo Sviluppo - *Gianluca Carrabs*
Presentazione Presidente CTS Comitato Tecnico Scientifico – *Alberto Cherubini*
Presentazione Referente scientifico della Ricerca – *Vincenzo Petrini*

INTRODUZIONE …… pag. 13
G. C. Beolchini, G. Cifani, G. Girotti Pucci, A. Martinelli

PARTE PRIMA
Contenuti, aspetti metodologici, prodotti

1. DEFINIZIONE DEL CAMPIONE DI EDIFICI ……. pag. 19
L. Corazza, A. Martinelli, A. Petracca
1.1 Criteri preliminari
1.2 Criteri definitivi

2. MEDEA – UN MODELLO DI VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ, DEL DANNO E DELL'AGIBILITÀ POST-SISMA …….. pag. 29
F. Papa, G. Zuccaro
2.1 Introduzione
2.2 Struttura logica del CD multimediale
2.3 Applicazioni e prospettive future
2.4 Conclusioni

3. MODALITÀ E STRUMENTI DI RILEVAZIONE DATI ……. pag. 39
L. Corazza, A. Petracca, G. Petrucci
3.1 La Scheda per il Rilevamento dei Progetti (scheda SRP)
3.2 Protocollo procedure, esame dei progetti e compilazione della scheda SRP
3.3 Acquisizione progetti edilizia privata ed estrapolazione dati
3.4 Acquisizione dati edifici pubblici

4. ANALISI DELLE CARATTERISTICHE TIPOLOGICHE, DI VULNERABILITÀ E DANNO DEGLI EDIFICI ……. pag. 45
L. Corazza, A. Mannella, A. Martinelli, A. Petracca, G. Petrucci
4.1 Edifici residenziali del data-base "Tellus"
4.2 Edifici residenziali del campione
4.3 Edifici pubblici del campione

5. REPERTORIO GRAFICO: MECCANISMI E DANNI DI 110 EDIFICI DANNEGGIATI ……. pag. 89
C. Morisi

6. ANALISI DELLE CARENZE STRUTTURALI E DEI MECCANISMI …….. pag. 93
L. Corazza, A. Mannella, A. Martinelli, A. Petracca
6.1 Correlazione tra carenze strutturali e meccanismi
6.2 Valutazione dell'indice di danno
6.3 Correlazione vulnerabilità e danno

7. ANALISI DEGLI INTERVENTI E DEFINIZIONE DEI COSTI PARAMETRICI …….. pag. 101
G. Cifani, L. Corazza, A. Mannella, A.Petracca
7.1 Analisi dei costi
7.2 Considerazioni finali

PARTE SECONDA
Modelli cinematici per l'analisi strutturale degli edifici in muratura
G. C. Beolchini, L. Milano, E. Antonacci

PREMESSA …… pag. 115

8. VERIFICHE DI RESISTENZA …….. pag. 117
8.1 Il metodo delle tensioni ammissibili
8.2 Il metodo degli Stati Limite

9. ANALISI CINEMATICA ……. pag. 121
9.1 La Cinematica del Corpo Rigido
9.2 Sistemi Articolati di Corpi Rigidi (SACR)
9.3 Aspetti Applicativi
9.4 Le Verifiche di Sicurezza

10. MECCANISMI DI COLLASSO FUORI DAL PIANO ……. pag. 135
10.1 Meccanismi di ribaltamento semplice
10.2 Meccanismi di ribaltamento composto
10.3 Meccanismi di flessione verticale
10.4 Meccanismi di flessione orizzontale

11. MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE …… pag. 141
11.1 Ribaltamento semplice di parete monolitica
11.2 Ribaltamento semplice di parete a doppia cortina
11.3 Esempi applicativi

12. MECCANISMI DI RIBALTAMENTO COMPOSTO …….. pag. 149
12.1 Ribaltamento composto di cuneo diagonale
12.2 Ribaltamento composto di cuneo a doppia diagonale
12.3 Meccanismo di ribaltamento del cantonale
12.4 Esempi applicativi

13. MECCANISMI DI FLESSIONE VERTICALE ……. pag. 163
13.1 Flessione verticale di parete monolitica
13.2 Flessione verticale di parete a doppia cortina
13.3 Esempi applicativi

14. MECCANISMI DI FLESSIONE ORIZZONTALE ……..…….... pag. 175
14.1 Flessione orizzontale di parete monolitica
14.2 Flessione orizzontale di parete a doppia cortina
14.3 Meccanismo di sfondamento della parete del timpano
14.4 Esempi applicativi

15. APPLICAZIONE DEI MODELLI DI ANALISI PROPOSTI …… pag. 189
15.1 Edificio 1 (Codice del progetto: 17005)
15.2 Edificio 2 (Codice del progetto: 9140)
15.3 Edificio 3 (Codice del progetto: 29591)
15.4 Edificio 4 (Codice del progetto: 7692)
15.5 Edificio 5 (Codice del progetto: 1006)

16. APPLICATIVI PER LA VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE SISMICO E DELLA PGA DI COLLASSO …… pag. 207

APPENDICE
SCHEDE ILLUSTRATIVE DEI PRINCIPALI MECCANISMI DI COLLASSO NEGLI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA, DEI RELATIVI MODELLI CINEMATICI DI ANALISI E DEGLI APPLICATIVI DI CALCOLO… pag. 211

PARTE TERZA
Modelli e procedure per la valutazione dei costi di intervento

17. ASPETTI METODOLOGICI ……. pag. 233
G. Cifani, A. Lemme, C. Miozzi, G. Russo
Premessa…… pag. 233
17.1 Analisi dei parametri della scheda GNDT di II livello
17.2 Analisi per meccanismi di collasso
17.3 Correlazione dei parametri della scheda di vulnerabilità "GNDT di II livello" con i meccanismi di collasso della metodologia "Medea"
17.4 Indicazioni generali per la scelta degli interventi di miglioramento sismico
17.5 Priorità per la progettazione ed esecuzione degli interventi di miglioramento sismico e riparazione del danno
17.6 Modalità operative per la valutazione dei costi di intervento del modello
17.7 Analisi costo-vulnerabilità: relazione tra il costo e la riduzione di vulnerabilità per il singolo intervento e per le sequenze di interventi
17.8 Livelli d'intervento previsti dalle normative per la ricostruzione
17.9 Esempio di applicazione

18. ANALISI DEI COSTI D'INTERVENTO E RIDUZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA ……. pag. 271
L. Corazza, A. Mannella, A. Martinelli, A. Petracca
Premessa …… pag. 271
18.1 Elementi di valutazione
18.2 Descrizione della metodologia
18.3 Modalità di collasso prevalenti
18.4 Correlazione tra i meccanismi attivabili, i possibili interventi e i costi attesi
18.5 Correlazione tra le carenze strutturali e i meccanismi attivabili
18.6 Determinazione del costo degli interventi di riparazione del solo danno
18.7 Scelta del pacchetto di interventi da realizzare
18.8 Esempio di applicazione

CONCLUSIONI …… pag. 296
G. C. Beolchini, G. Cifani, G. Girotti Pucci, A. Martinelli

BIBLIOGRAFIA …….. pag. 298

ALLEGATI AL CAPITOLO 5

CD rom contenente:

- Pubblicazione

- Allegati:
  Allegato A - Scheda tecnica STAP-61
  Allegato B - Scheda per il rilevamento dati del progetto (scheda SRP) con i seguenti allegati:
    1. Allegato 1 alla sezione n. 3: descrizione dei danni alle strutture
    2. Allegato 2 alla sezione n. 3: correlazioni danni-meccanismi
    3. Allegato 1 alla sezione n. 4: categorie dei lavori, voci elenco prezzi e descrizione degli interventi
    4. Allegato 2 alla sezione n. 4: Esempio esplicativo per la compilazione delle tabelle 4.1 e 4.2

  Allegato C - Abaco dei meccanismi e dei danni su edifici in muratura (*MEDEA, 2002*)
  Allegato D - Dati di sintesi dei progetti rilevati con la scheda SRP
  Allegato E - Tavole illustrative del Repertorio grafico: meccanismi e danni di 110 edifici danneggiati
  Allegato F – Schede di diagnosi per l'analisi dei meccanismi di collasso
  Allegato G – Schede delle categorie d'intervento
  Allegato H – Tavole illustrative dell'analisi dei costi parametrici degli interventi

- C.I.N.E.(Condizioni di Instabilità Negli Edifici) – Applicativi per la valutazione del coefficiente sismico e della PGA di collasso

La presente pubblicazione sintetizza l'ultima, in ordine di tempo, delle varie ricerche promosse dalla Regione Marche in collaborazione con il Comitato tecnico scientifico per la ricostruzione post – sisma.

Essa è il frutto di un'accurata analisi e selezione dei progetti di riparazione e miglioramento sismico di edifici privati e pubblici in muratura, da cui è stato possibile costruire un repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi di realizzazione.

Anche in questo caso si è dimostrato come la documentazione tecnica prevista dalle procedure regionali sia risultata preziosa, aldilà delle sue finalità immediate, per una migliore conoscenza dei fenomeni conseguenti al terremoto e dei metodi più efficaci sia per la prevenzione, sia per la riparazione degli edifici di analoghe caratteristiche a seguito di eventi sismici futuri.

Gli obiettivi raggiunti, il cui valore scientifico è ampiamente documentato nelle pagine che seguono, sono il frutto di una proficua collaborazione tra i servizi regionali preposti alla ricostruzione, l'ITC CNR - L'Aquila e l'Università degli Studi de L'Aquila a cui va il mio apprezzamento per l'impegno dimostrato e la qualità dei risultati.

Un ringraziamento particolare al Comitato tecnico scientifico ed in particolare al suo Presidente Ing. Alberto Cherubini per aver anche in questa occasione saputo efficacemente indirizzare l'utilizzo delle risorse pubbliche disponibili per le attività di studio e ricerca, ed al Prof. Vincenzo Petrini per l'alto valore scientifico della sua collaborazione.

Per ultimi, ma solo per rimarcare maggiormente i miei sentimenti di gratitudine, devo ringraziare tutti i professionisti tecnici privati e pubblici che mettendo in atto con i loro progetti la normativa regionale per la ricostruzione, hanno collaborato alla rinascita di buona parte della nostra regione ed in particolare hanno reso possibile la realizzazione di questa pubblicazione.

Gian Mario Spacca
Presidente Regione Marche

Ritengo che i risultati della ricerca illustrata nella presente pubblicazione siano molto importanti per due ordini di ragioni: innanzitutto per confermare, se ancora ce ne fosse bisogno, la validità della ricostruzione post-terremoto nella Regione Marche a partire dagli stessi strumenti informatici che sono stati messi in campo sin dall'indomani del 26 settembre 1997 e che hanno, tra l'altro, consentito di non disperdere un patrimonio di informazioni e conoscenze unico nel suo genere.

In secondo luogo va sottolineata la valenza della ricerca per quanti dovranno nel futuro affrontare problematiche analoghe in occasione di altri eventi sismici, dal momento che il lavoro qui illustrato contribuisce a meglio interpretarne le conseguenze nell'ambito dei centri storici che proprio nelle loro inestimabili caratteristiche di testimonianza del passato trovano gli elementi di maggiore vulnerabilità nei confronti del terremoto.

La parte della ricerca dedicata alla classificazione degli interventi-tipo di riparazione e miglioramento sismico negli edifici in muratura in relazione ai relativi costi, rappresenta poi un ulteriore contributo per un utilizzo sempre più efficace delle risorse, che mi auguro possa essere utile anche per la messa a punto di una specifica normativa nazionale.

Gianluca Carrabs
Assessore agli interventi post-terremoto per la Ricostruzione e lo Sviluppo

Indubbiamente una delle più importanti novità della normativa dopo l'evento del IX/97 in Umbria-Marche, è stata l'introduzione di un criterio costo-benefici nella determinazione della misura del contributo da erogare al cittadino danneggiato.

Esistevano purtroppo precedenti di normative post-evento (quale ad esempio la Legge 219/81 dopo il terremoto dell'Irpinia del IX/1980), secondo le quali anche con un piccolo danno si poteva comunque raggiungere il contributo massimo: in questo modo tanto valeva a priori concedere ad ogni cittadino il contributo massimo che gli spettava in base alla superficie da ricostruire o da riparare, una specie di "bonus" a carico di tutta la collettività !

Con un po' di coraggio, P.Angeletti ed io proponemmo ai due Comitati riuniti di Umbria e Marche di commisurare il contributo massimo alla combinazione di danno e vulnerabilità, articolata per livelli crescenti, in modo da associare ad ogni situazione rilevata un determinato livello di contributo (la novità era costituita dall'introduzione della grandezza vulnerabilità, individuando le "carenze costruttive"); cercavamo anche di ottimizzare il rapporto costi-benefici, per determinare una funzione continua ed univoca del contributo rispetto a danno-V, ma ciò poteva essere solo teoria, in realtà ne sapevamo troppo poco.

Per la verità, una prima idea era quella di associare ad ogni livello di danno e di vulnerabilità un set di interventi possibili che consentissero, riparato il danno, di ottenere condizioni di capacità sismica convenzionale, commisurata all'input sismico locale (finalmente disponevamo di una microzonazione sismica, anche se speditiva): la difficoltà però era ancora quella di valutare con una certa precisione ed in maniera univoca i costi di tali interventi.

Per questo, dopo aver introdotto nella norma i "costi parametrici" ottenuti con altre considerazioni (costi del recupero, ecc.), ci eravamo tutti proposti di elaborare "a consuntivo" i dati della ricostruzione per ritornare sul problema del costo degli interventi: ciò si poteva attuare utilizzando la possibilità di svolgere Ricerche all'interno dei Comitati, con una dotazione di fondi fornita a tale scopo dal Sottosegretario alla Protezione Civile, Prof. Franco Barberi.

Questa è la necessaria premessa per comprendere il significato e la portata di questa Ricerca, promossa appunto dal CTS della Regione Marche: ora disponiamo di elaborazioni dei costi su un campione di edifici, utili per affrontare in futuro il problema, almeno con una maggiore conoscenza. Scorrendo il lavoro svolto, esso si presenta da sé per la sua qualità e non ha bisogno di altre considerazioni: il tema è affrontato in maniera sistematica, richiamando, prima della individuazione degli interventi e della correlazione dei costi, gli strumenti di cui disporre per valutare danno e vulnerabilità, meccanismi di danno possibili, modelli cinematici e PGA di collasso, strumenti che ci consentono di aggiornare il problema agli indirizzi della nuova normativa sismica.

Ritengo invece necessario esprimere il dovuto riconoscimento ai Coordinatori ed agli Autori della Ricerca: Vincenzo Petrini come Referente scientifico, che è stato e resta per tutti un punto di riferimento; Giorgio Girotti Pucci e Silvia Catalino come Coordinatori, dirigenti della Regione Marche che hanno sempre dato un originale ed intelligente contributo all'attività scientifica del Comitato; Giovanni Beolchini ed il "Gruppo CNR dell'Aquila" (come ormai viene chiamato da tutti noi: Giandomenico Cifani, che ne è Coordinatore, con Antonio Martinelli, Livio Corazza, Aurelio Petracca e tutti gli altri), che ha sempre seguito con passione e dedizione le attività del GNDT ed è stato sempre presente ed attivo, fin dai giorni immediatamente dopo il terremoto, con una forte capacità inventiva, di elaborazione ed organizzativa; infine un riconoscimento a Giulio Zuccaro e Filomena Papa, che hanno arricchito la Ricerca con il loro contributo.

Ci auguriamo che tutta questa attività non solo possa servire in futuro, ma serva a non perdere la memoria di questa ricostruzione, l'ultimo evento sismico rilevante del secolo trascorso che ha però costituito una innovazione per tanti aspetti che ormai consideriamo acquisiti.

Alberto Cherubini
Presidente del CTS della Regione Marche

Un terremoto è fonte di danni, di perdite di vite umane e di gravi disagi per la popolazione; esso, però, è anche occasione per comprendere meglio il comportamento delle costruzioni sotto azioni sismiche. In questa linea si inserisce il "Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura" che raccoglie i risultati di una delle ricerche promosse dal Comitato Tecnico Scientifico della Regione Marche.

Le procedure per il ripristino post-sisma producono, in genere, una notevole mole di documentazione che nell'immediato viene utilizzata per definire gli aspetti tecnici ed economici delle attività di riparazione del danno; è, tuttavia, importante che, passata la fase convulsa della ricostruzione, si riprenda in esame il materiale raccolto, lo si riorganizzi e lo si sottoponga ad attente analisi per mettere a frutto gli insegnamenti che il terremoto ci ha dato. Il danno provocato dall'evento sismico costituisce un testo sul quale studiare attentamente per trarre insegnamenti sui modi di intervento per il recupero delle strutture danneggiate e per la predisposizione di specifici programmi di prevenzione da attuare laddove il terremoto non ha ancora colpito.

La scelta di limitare l'indagine agli edifici in muratura deriva, ovviamente, dalla netta preponderanza di questo tipo di costruzioni nell'insieme delle strutture danneggiate dal terremoto di Umbria e Marche, ma risponde soprattutto all'esigenza di fornire strumenti per aumentare le conoscenze sul comportamento di questo tipo di edifici, che, nel nostro paese, costituiscono uno degli aspetti centrali per eventuali politiche di riduzione del rischio.

L'attività di ricerca, a partire da quanto acquisito in occasione di precedenti esperienza, ha affrontato, non solo le questioni dell'individuazione dei fattori di vulnerabilità e dei meccanismi di danno ma si è estesa ad analizzare le tecniche di intervento ed i relativi costi, con l'obiettivo di fornire uno strumento, utilizzabile anche nel caso di interventi preventivi, per valutazioni di efficacia degli interventi e di analisi tra costi e benefici.

Questo aspetto è particolarmente rilevante se si considera che per l'edilizia corrente in muratura, data la sua diffusione su tutto il territorio nazionale, la corretta calibrazione degli interventi, tutti quelli necessari e non uno di quelli superflui, è l'unica strada per rendere economicamente possibile una strategia di intereventi di prevenzione.

Il volume non pretende di risolvere ogni problema in merito alla difesa del patrimonio edilizio corrente in muratura dai terremoti; esso costituisce, tuttavia, un riferimento utilizzabile per futuri approfondimenti ma soprattutto offre spunti estremamente utili al progettista attento che dalla esperienza dei terremoti passati trae indicazioni per le sue scelte progettuali.

Vincenzo Petrini
Referente scientifico della ricerca

INTRODUZIONE

G. C. Beolchini, G. Cifani, G. Girotti Pucci, A. Martinelli

Come già accaduto negli eventi sismici del recente passato, anche il terremoto di Umbria e Marche ha colpito con una certa prevalenza gli edifici in muratura, i quali, com'è noto, costituiscono una parte rilevante del patrimonio edilizio nazionale e definiscono i caratteri e le peculiarità insediative ed ambientali di centri storici grandi e piccoli con le loro valenze storiche e architettoniche.

La comprensione del comportamento sismico di queste costruzioni, osservato sotto l'aspetto delle loro caratteristiche tipologiche e costruttive e della morfologia urbanistica nei contesti culturali di formazione ed evoluzione, rappresenta un momento fondamentale nella ricerca di strumenti e metodologie di valutazione del danno prodotto dal sisma, della vulnerabilità, come pure delle tecniche di riparazione e rinforzo antisismico più appropriate, in relazione anche ai relativi costi, per finalità antisismiche nelle strategie di ripristino, prevenzione e conservazione.

Obiettivi, strumenti e metodi

Il presente lavoro di ricerca è stato promosso nell'ambito delle iniziative di studio finanziate dal Comitato Tecnico Scientifico (CTS) preposto al coordinamento e supporto delle attività di ripristino post-sisma della Regione Marche ed è stato svolto in stretta collaborazione tra la Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di L'Aquila (Dipartimento Ingegneria delle Strutture, delle Acque e del Terreno), la Regione Marche (Servizio Edilizia Pubblica e Ufficio decentrato di Muccia) e il CNR-ITC (Istituto per le Tecnologie della Costruzione, L'Aquila).

La finalità è stata quella di conseguire una serie di risultati attraverso l'approfondimento e la caratterizzazione delle modalità di danneggiamento indotte sugli edifici in muratura dal sisma Umbro-Marchigiano del 1997, con particolare riferimento allo studio dei cosiddetti meccanismi di danno e di collasso, alla valutazione dell'efficacia degli interventi di ripristino e miglioramento antisismico e una particolare attenzione alla valutazione dell'efficacia ed economicità delle tecniche e delle strategie utilizzate ed utilizzabili nella progettazione. Con la ricerca si è inteso anche contribuire significativamente ad arricchire la base di conoscenza a supporto degli studi per l'individuazione dei fattori di vulnerabilità sismica e delle cause di danneggiamento, oltre che per le valutazioni di agibilità.

Per il conseguimento di queste finalità sono stati individuati e precisati gli obiettivi elencati di seguito con maggior dettaglio. Essi derivano dalla scelta iniziale di condurre il lavoro di ricerca partendo dall'esame di casi reali individuati nell'ambito del danneggiamento prodotto dal sisma nel territorio della Regione Marche, accompagnata da una specifica indagine sui dati e sui progetti resi disponibili dalla stessa Regione in qualità di ente gestore degli interventi di ripristino.

La scelta di base è stata quindi quella di identificare un contesto territoriale, appropriato per possibilità operative di indagine, e una casistica rappresentativa del suo patrimonio di edifici in muratura danneggiato dal sisma da assoggettare ad uno studio approfondito relativamente ai caratteri tipologico-costruttivi e alla lettura ed interpretazione del danneggiamento e costruire un vero e proprio repertorio illustrativo e dimostrativo.

L'altra finalità relativa agli aspetti di valutazione tecnico-economica dei sistemi di intervento è stata perseguita attraverso una specifica indagine sugli elaborati tecnici dei professionisti incaricati della progettazione della riabilitazione degli edifici esaminati e, parallelamente, attraverso lo sviluppo, l'applicazione ed il confronto di metodologie innovative per la stima dei costi, basate sia sui risultati del complesso delle indagini effettuate, sia sulla identificazione di un sistema di correlazioni tra vulnerabilità sismica e meccanismi di danneggiamento, tipologie di intervento e riduzione della vulnerabilità.

Dopo un iniziale proposito di condurre l'indagine per la costruzione del repertorio attraverso rilievi diretti sugli edifici danneggiati, il ritardo nell'avvio effettivo della ricerca rispetto all'andamento dei lavori di ripristino nelle zone colpite, che ha praticamente compromesso la reale possibilità di potere effettuare un utile rilievo del danno, ha imposto la necessità di una scelta alternativa. Per l'identificazione della casistica da esaminare si è scelto di fare riferimento alla disponibilità della

considerevole documentazione messa a disposizione dalla Regione, la quale, per la gestione delle procedure connesse all'attività di ricostruzione ha istituito appositi uffici di consulenza e controllo della progettazione e degli interventi e un sistema informatico in rete locale per la trasmissione di tutta una serie di informazioni tecnico-economiche. Quest'ultimo sistema, denominato "Tellus", ha portato alla formazione di una cospicua banca dati, attraverso l'acquisizione dei dati contenuti nelle apposite Schede Tecniche di Accompagnamento ai Progetti (STAP), definite dal sopra citato CTS (descritte in dettaglio nel seguito) che raccolgono numerose informazioni sulle caratteristiche costruttive, di vulnerabilità e danno degli edifici interessati dal progetto di ripristino, insieme ai vari dati di sintesi relativi ai contributi economici e ai costi effettivi dell'intervento.

Per lo svolgimento della ricerca, pertanto, si è ritenuto di poter procedere utilizzando le informazioni prese da un campione numeroso estratto dalla banca dati in corso di formazione e fornito dalla Regione, relativo ai progetti riguardanti edifici danneggiati appartenenti ai comuni con risentimento macrosismico almeno pari a 6.5. In ragione delle risorse disponibili e per ottimizzare l'attività di indagine sui progetti archiviati presso gli uffici regionali preposti alla gestione della attività post-sisma, i casi da esaminare sono stati quantificati in circa 200 edifici e individuati in un'area che praticamente comprende la zona maggiormente colpita dal terremoto e ricadente nell'ambito dell'ufficio tecnico istituito nel comune di Muccia, presso il quale è stata concentrata l'attività di esame dei progetti e la raccolta dati.

La ricerca è stata quindi indirizzata su due tematiche: una relativa ai *meccanismi di danno* e l'altra relativa ai *costi di intervento*.

Tenuto conto di quanto prodotto e sperimentato negli ultimi anni in tema di analisi del comportamento sismico degli edifici in muratura attraverso l'identificazione dei meccanismi di collasso, si è ritenuto opportuno fare esplicito riferimento al modello recentemente proposto in "MEDEA" (Zuccaro-Papa, 2001, 2004), un sistema per la valutazione del danno e l'agibilità di edifici in muratura, in particolare alla classificazione dei meccanismi e dei danni ad essi associati.

Per le analisi ed i modelli proposti relativamente ai costi d'intervento, la scelta di fondo è stata quella di individuare una serie di categorie di interventi tipo sulle strutture verticali, gli orizzontamenti e la copertura, definiti anche attraverso i lavori descritti nelle voci dei prezziari delle opere edili utilizzati nella Regione Marche. Con riferimento a tali categorie di intervento si è prefigurato lo svolgimento di uno studio delle relazioni con i meccanismi di danneggiamento ed i fattori di vulnerabilità sismica, come pure dell'efficacia in relazione ai costi, con l'obiettivo di formulare dei modelli di valutazione razionali che potessero essere utilizzati sia per una verifica di congruità nelle stime di costo individuate nella normativa regionale per la ricostruzione dell'edilizia privata in muratura, sia per la programmazione e gestione di interventi futuri su questo tipo di patrimonio.

Entrando più nello specifico gli obiettivi ed i metodi della ricerca possono essere così sintetizzati:

- caratterizzazione degli edifici danneggiati dal sisma nella Regione Marche attraverso l'analisi dei dati contenuti nel suo data base dei progetti d'intervento "Tellus":
- selezione, con criteri desunti dalle analisi, di circa 200 edifici privati appartenenti al data base "Tellus", il reperimento e l'esame dei progetti con acquisizione dei dati relativi;
- reperimento dei dati relativi ad un campione di edifici pubblici danneggiati da archivi non informatizzati;
- "costruzione" di un repertorio dei meccanismi di danno degli edifici in muratura ordinari sulla base dell'esame dei dati estrapolati dai 200 progetti esecutivi, attraverso la descrizione tipologico-costruttiva, la valutazione delle modalità di danneggiamento e l'individuazione dei meccanismi attivati;
- studio dei meccanismi di collasso locali e messa a punto di modelli di calcolo secondo i criteri dell'equilibrio limite, con applicazioni a casi compresi nel campione;
- individuazione e caratterizzazione degli interventi di riparazione e miglioramento sismico (riferiti anche alla normativa post-terremoto) in relazione alle peculiarità dei meccanismi di danno individuati e la conseguente analisi dei costi di intervento (riparazione del danno e miglioramento) in riferimento alle diverse tipologie di danneggiamento;

- classificazione degli interventi–tipo di riparazione e miglioramento sismico, definiti anche attraverso le voci di prezzario delle opere che concorrono alla loro realizzazione;
- analisi dei dati acquisiti per la derivazione di costi parametrici di riparazione e miglioramento sismico differenziati per livello e tipologia di danno, vulnerabilità, tipologia costruttiva;
- messa a punto di modelli di stima dei costi, loro applicazione e confronto dei risultati, basati sulla definizione di matrici di correlazione tra condizioni danno/vulnerabilità e categorie di intervento, e l'esame di diverse modalità di scelta combinata degli interventi con verifica dei costi a fronte dei miglioramenti conseguiti in termini di abbassamento della vulnerabilità (eliminazione/riduzione della possibilità di attivazione dei meccanismi di danno e/o collasso).

Gli strumenti e le fonti per la formazione della base di dati del progetto di ricerca sono stati essenzialmente i seguenti:

- il data base "Tellus della Regione per l'individuazione dell'insieme degli edifici in muratura da esaminare;
- le informazioni contenute nella Scheda Tecnica di Accompagnamento al Progetto (STAP-61) allegata alla D.G.R. della Regione Marche n. 2153 del 14.09.98, "Modalità e procedure per la concessione dei contributi previsti dall'art. 4 della L.N. 61/98";
- una specifica Scheda di Rilevamento dei Progetti (SRP) appositamente definita per la raccolta di informazioni sulle caratteristiche delle costruzioni, sul danneggiamento e sui costi d'intervento;
- software per l'informatizzazione e l'elaborazione dei dati raccolti.

I prodotti sono finalizzati anche ad agevolare l'analisi dei danni post-terremoto, le stime dei costi di intervento, a facilitare la definizione di linee guida per i professionisti e le imprese sulle possibili tecniche di intervento volte da un lato a eliminare o ridurre le cause che hanno prodotto il danno, dall'altro a migliorare la resistenza sismica degli edifici nei confronti dei futuri eventi sismici.

Tali prodotti potranno essere trasferiti agli enti preposti alla gestione dei rilievi di danno, pronto intervento ed agibilità per edifici ordinari in muratura in future emergenze post-sismiche nonché a tutti gli operatori pubblici e privati.

I dati raccolti ed elaborati nell'ambito della presente ricerca sono resi disponibili inoltre per implementare la banca dati della Regione.

PARTE PRIMA

Contenuti, aspetti metodologici, prodotti

1 DEFINIZIONE DEL CAMPIONE DI EDIFICI

L.Corazza, A. Martinelli, A. Petracca

Per la selezione degli edifici in muratura oggetto dell'indagine, dalla banca dati regionale, la cui costituzione è iniziata fin dal primo periodo di emergenza a seguito dell'evento sismico iniziato il 23/11/1997, sono stati presi in considerazione in particolare i dati della Scheda Tecnica di Accompagnamento al Progetto *STAP-61*. La scheda *STAP-61* (Allegato A) è uno degli strumenti messi a punto dal Comitato Tecnico Scientifico delle Marche nell'ambito delle Direttive tecniche facenti parte della *legge n. 61/1998*, emanata a seguito del sisma del 26 settembre 1997 e finalizzata al ripristino degli edifici danneggiati.

La scheda è un documento informativo facente parte integrante del progetto ed è compilata interamente dal progettista. Essa è suddivisa in più parti e fornisce molte informazioni: a) collocazione dell'edificio e sue caratteristiche tipologiche principali; b) assetto geometrico, meccanico e fisico; c) parametri di vulnerabilità e danno; d) tipologia degli interventi previsti e valutazione della capacità di resistenza sismica prima e dopo gli interventi, espressa attraverso i coefficienti C_{conv} e C_{fin} o la differenza ΔC, nonché le proposte di intervento con le relative determinazioni dei costi e dei contributi.

Come precisato nella parte introduttiva, nell'ambito dei criteri generali di definizione delle modalità e dei tempi dello svolgimento del lavoro previsto, si è stabilito di limitare la casistica esaminata a circa 200 edifici, selezionati con alcuni criteri successivamente meglio specificati. A tale proposito sono stati visionati preliminarmente alcuni progetti per individuare quali informazioni, potessero essere estrapolate ai fini della ricerca, oltre quelle contenute nella scheda STAP, e definire strumenti e procedure per la loro acquisizione.

Pertanto per gli *edifici privati* le basi conoscitive sono rappresentate dalle schede STAP e dai progetti di intervento depositati.

Per quanto riguarda l'indagine su un campione di *edifici pubblici,* poiché tali edifici non erano informatizzati nella banca dati regionale, si è considerato soltanto il contenuto della scheda STAP allegata alla documentazione cartacea, che è stato necessario preliminarmente informatizzare mediante un software appositamente predisposto.

1.1 CRITERI PRELIMINARI

Come prima operazione si è proceduto alla definizione dei criteri per la selezione dei casi da esaminare**,** selezione che ha riguardato l'insieme dei progetti *ex L. 61* secondo alcune modalità individuate prima in via preliminare e successivamente meglio definite nel dettaglio.

Dall'esame preliminare di alcuni progetti selezionati da un campione ristretto di edifici dal gruppo di lavoro sono stati individuati quali dati e quale documentazione potesse essere utile acquisire, oltre quanto contenuto nella STAP, sulla base dei seguenti criteri generali:

- zona epicentrale;
- muratura di tipologie A e B;
- numero di piani;
- superficie;
- epoca di costruzione;
- ultimo intervento significativo eseguito sull'edificio;
- livello di danno.

Per questa analisi preliminare sulle caratteristiche degli edifici, relativamente a quelle tipologico-costruttivo, si è scelto di limitare la considerazione alla qualità della muratura e di raggruppare le tipologie murarie nelle due categorie A e B, che distinguono semplicemente quelle di buona e cattiva qualità.

Per effettuare le suddette analisi preliminari sul campione ristretto, fornito dalla Regione Marche e contenente le informazioni su 602 edifici dell'edilizia privata della zona maggiormente colpita dal sisma, sono state valutate le frequenze dei parametri sopra indicati, riportate nei grafici sottostanti.

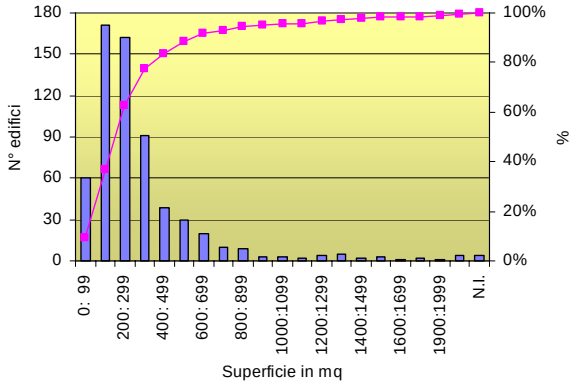


Fig. 1.1 - Distribuzione degli edifici per superficie di piano

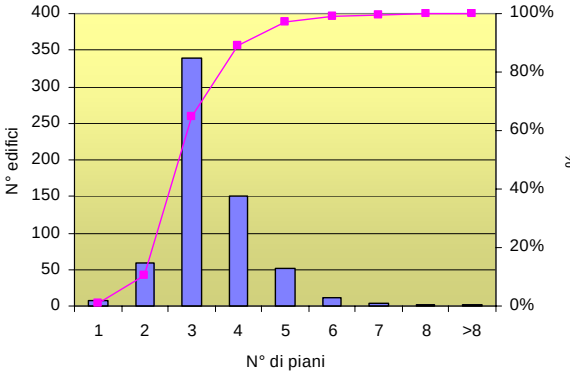


Fig. 1.2 - Distribuzione degli edifici per n° di piani

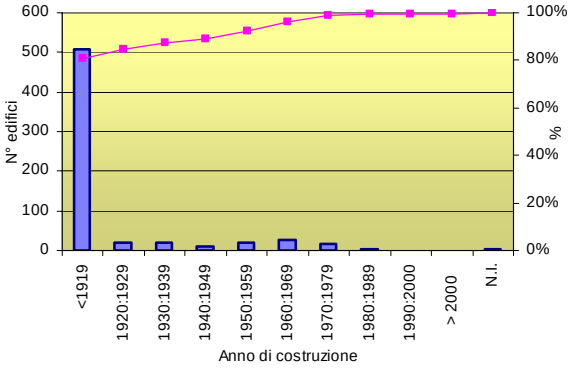


Fig. 1.3 - Distribuzione degli edifici per anno di costruzione

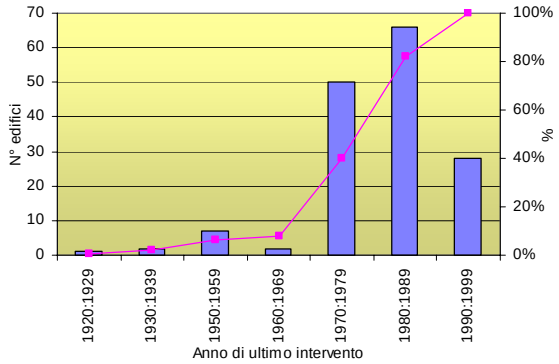


Fig. 1.4 - Edifici in muratura con intervenuti. Anno di ultimo intervento

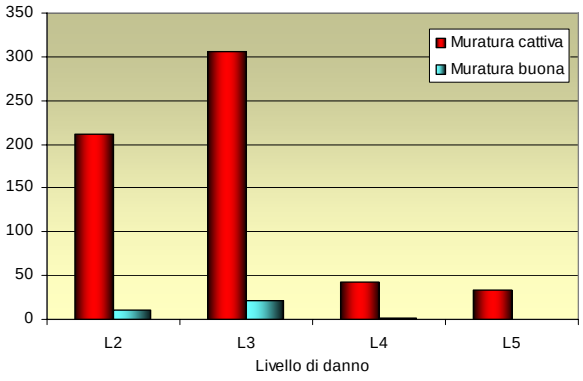


Fig. 1.5 – Distribuzione dei parametri del campione di edifici selezionati

I grafici mostrano che gli edifici sono, prevalentemente, di dimensioni contenute (oltre il 60% con superficie complessiva < 300 mq), hanno un numero di piani compreso tra 2 e 3, per l'80% risultano costruiti prima del 1919, hanno subito generalmente solo interventi di manutenzione a partire dal 1970 e sono realizzati con muratura di cattiva qualità. Rispetto al danno gli edifici esaminati risultano per circa il 30% appartenenti al livello L2 e per poco più del 50% al livello L3; per circa il 7% e 6% quelli in muratura cattiva presentano livelli di danno L4 e L5. I valori molto prossimi delle percentuali delle due tipologie murarie relative ai livelli L2 e L3 sono dovuti probabilmente alla esiguità della frazione di muratura buona di tipo B contenuta nel campione.

1.2 CRITERI DEFINITIVI

La gestione informatizzata dei dati tecnico economici dei progetti di riparazione e ricostruzione degli edifici danneggiati dal sisma, realizzata attraverso il sistema informativo intranet denominato "Tellus", ha portato nel tempo alla formazione di una banca dati che naturalmente assume un notevole interesse per le possibilità di studio sui molteplici aspetti relativi alle relazioni che intercorrono tra il danno sismico, la vulnerabilità delle costruzioni ed i criteri di natura tecnico-economica appropriati per le attività di ripristino e di prevenzione.

Per lo svolgimento programmato del lavoro, il coordinamento per la ricerca della Regione Marche ha reso successivamente disponibile una estrazione delle informazioni dalla banca dati in corso di formazione.

Il sistema informativo "Tellus" è stato concepito e realizzato naturalmente con finalità più propriamente vicine al soddisfacimento di esigenze di carattere gestionale-amministrativo della documentazione progettuale relativamente agli aspetti tecnici e finanziari degli interventi, in rispondenza alle modalità e alle procedure previste.

Nella base dati sono, di fatto, confluite tutte le informazioni riguardanti la progettazione iniziale e le successive varianti, riguardanti edifici singoli, intesi come unità strutturali individuali, a volte anche aggregati di edifici. Un importante lavoro di razionalizzazione nella gestione di questi dati è stato fatto già nella fase di messa a punto del sistema attraverso l'individuazione degli interventi per unità strutturali corrispondenti, nei limiti del possibile, con quelle individuate e censite nella fase post-sisma di valutazione dell'agibilità, attraverso l'utilizzo della "*scheda di agibilità"* appositamente predisposta dal GNDT-SSN e ufficialmente adottata dal Dipartimento per la Protezione Civile.

Attraverso un'attività specifica dell'ITC CNR L'Aquila e dei partner regionali della ricerca e con la collaborazione del settore informatico regionale si è provveduto, in particolare, ad eliminare dalla base dati le molteplicità di dati connesse alla presenza di varianti che, per ragioni di procedura amministrativa, ripropongono le informazioni della scheda STAP.

Questo lavoro di razionalizzazione del data base ha comportato di dover trascurare un certo numero di casi, comunque non significativo, che presentano informazioni incomplete e/o difficoltà nella corretta identificazione, consentendo comunque di arrivare alla definizione di un archivio di **5218 *"Edifici"***, in cui ogni record è correttamente riferito ad un'unica unità strutturale contenente le informazioni ritenute necessarie per le successive elaborazioni.

Dall'esame di questo archivio sono state individuate, con i criteri che vengono di seguito descritti, le caratteristiche del campione di edifici da affidare ai tecnici rilevatori per la ricerca, l'esame e l'acquisizione dei dati dei progetti ad esse rispondenti. È stato fissato a 200 il numero di progetti da individuare, con l'obiettivo di poter disporre di circa 150 casi utili per la formazione del repertorio.

I parametri assunti per l'esame e la classificazione degli edifici del data base sono i seguenti:

Parametro 1: classe tipologica di vulnerabilità sismica
Parametro 2: altezza degli edifici
Parametro 3: aggregazione degli edifici
Parametro 4: livello di danno

Parametro 1: *classe tipologica di vulnerabilità sismica*

Il parametro 1 è rappresentato dalla classe di vulnerabilità sismica definita attraverso le caratteristiche tipologiche degli edifici, identificate secondo modalità analoghe a quelle utilizzate nelle scale macrosismiche tipo MSK o EMS-98. In questo caso sono state prese in considerazione e combinate tra loro quelle descrittive delle strutture verticali ed orizzontali, seguendo i criteri adottati in una classificazione dello stesso tipo fatta nel lavoro di ricerca sugli edifici pubblici dell'Italia Meridionale. (G. Di Pasquale, M. Dolce, A. Martinelli in "*Censimento di vulnerabilità a campione dell'edilizia corrente dei centri abitati nelle regioni Abruzzo, Basilicata, Calabria, Campania, Molise Puglia e Sicilia*", 2000). La procedura adottata viene di seguito riassunta.

La tabella che segue riporta sinteticamente le definizioni delle classi di vulnerabilità delle costruzioni secondo la scala MSK.

CLASSE	DEFINIZIONE
A	*Costruzioni in pietrame naturale (non squadrato), mattoni crudi, argilla* Comprende gli edifici in muratura che più facilmente si danneggiano
B	*Costruzioni in mattoni comuni, blocchi in pietra squadrata o artificiali* Comprende gli edifici in muratura con un comportamento intermedio tra le classi A e C
C1	Comprende le costruzioni in muratura più robuste
C2	Comprende le costruzioni in cemento armato

Tab. 1.1 - Definizioni delle classi di vulnerabilità delle costruzioni secondo la scala MSK

La successiva tabella illustra le definizioni delle classi di vulnerabilità attraverso le combinazioni strutture verticali-orizzontali utilizzate per la ricerca. In tabella è stata riportata anche la classe C2 relativa agli edifici in calcestruzzo armato, i quali non rientrano nella presente ricerca.

STRUTTURE ORIZZONTALI	**STRUTTURE VERTICALI**			
	Muratura di qualità **scadente** (Tipo: A,C,E)	Muratura di qualità **media** (Tipo: B,D,F,M)	Muratura di qualità **buona** (Tipo: B,G,L,H,I,T)	**Calcestruzzo armato** (Tipo: P,Q,R,O,N)
Sistemi a volte o misti *(Solai tipo: F,H,G,I)*	A	A	A	
Solai in legno con o senza catene *(Solai tipo: A,B; Coperture: M,N,O,S)*	A	A	B	
Solai in putrelle con/senza catene *(Solai tipo: C,D; Coperture: Q,R)*	B	B	C1	
Solai o solette in c.a. *(Solai tipo: E; Coperture: P)*	B	C1	C1	C2

Tab. 1.2 - Definizioni delle classi di vulnerabilità attraverso le combinazioni strutture verticali-orizzontali

I codici identificativi delle tipologie delle strutture verticali e orizzontali utilizzati sono quelli della scheda di vulnerabilità e danno del GNDT, adottati anche nella scheda STAP, e precisamente:

	Cod.	Descrizione
STRUTTURE VERTICALI	A	Muratura a sacco
	B	Muratura a sacco con spigoli, mazzette, altro
	C	Muratura di pietra sbozzata
	D	Murat. pietra sbozzata con spigoli, mazzette, altro
	E	Muratura di pietra arrotondata
	F	Mur. pietra arrot. con spigoli, mazzette, altro
	G	Muratura in blocchetti di tufo o pietra squadrata
	H	Muratura in blocchetti di cls con inerti ordinati
	I	Muratura in blocchetti di cls con inerti leggeri
	L	Muratura in mattoni pieni, semipieni o multifori
	M	Muratura in mattoni forati
	N	Pareti in calcestruzzo non armato
	O	Pareti in calcestruzzo armato
	P	Telai in c.a. non tamponati
	Q	Telai in c.a. con tamponature deboli
	R	Telai in c.a. con tamponature consistenti
	S	Ossatura metallica
	T	Miste
	U	Murature iniettate
	V	Murature con intonaco armato

	Cod.	Descrizione
STRUTTURE ORIZZONTALI	A	Legno
	B	Legno con catene
	C	Putrelle con voltine o tavelloni
	D	Putrelle con voltine o tavelloni con catene
	E	Laterocemento o solette in c.a.
	F	Volte senza catene
	G	Volte con catene
	H	Miste volte-solai
	I	Miste volte-solai con catene
COPERTURE	M	Legno spingenti
	N	Legno poco spingenti
	O	Legno a spinta eliminata o travi orizzontali
	P	Laterocemento o solette in c.a.
	Q	Acciaio spingenti
	R	Acciaio non spingenti
	S	Miste spingenti
	T	Miste non spingenti

Tab. 1.3 - Codici identificativi delle tipologie delle strutture verticali e orizzontali utilizzati

Nella tabella seguente è stato indicato il numero di edifici della base-dati regionale che, in base alle informazioni tipologiche presenti, è stato assegnato con la procedura descritta a ciascuna delle classi di vulnerabilità.

Classe di vulnerabilità	N° edifici
A	3036
B	1210
C1	814
C2	144
Totale	**5204**

Tab. 1.4- Numero edifici per classe di vulnerabilità

Parametro 2: *altezza degli edifici*

Per quanto riguarda l'altezza degli edifici sono stati considerati i tre intervalli seguenti:

- edifici di H < = 7,00 mt corrispondente ad edifici al massimo di due piani
- edifici di 7,00 mt < H < 12,00 mt edifici fino a quattro piani
- edifici di H > = 12,00 mt edifici con più di quattro piani

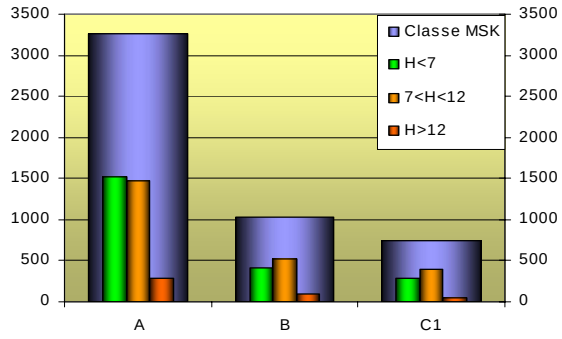


Fig. 1.6 - Edifici per classe MSK e altezza

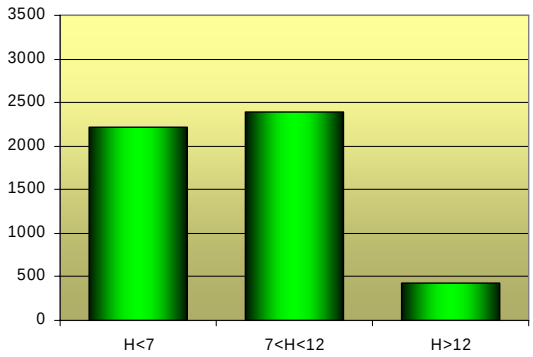


Fig. 1.7 - Edifici per classe di altezza

Parametro 3: *aggregazione degli edifici*

Per questo parametro è stata considerata l'interazione degli edifici in aggregato ed in particolare sono state individuate tre classi di edifici:

- isolato
- interno all'aggregato
- esterno o d'angolo

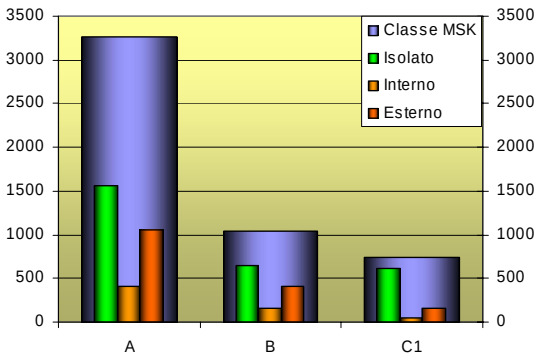


Fig. 1.8 - Edifici per classe MSK e posizione

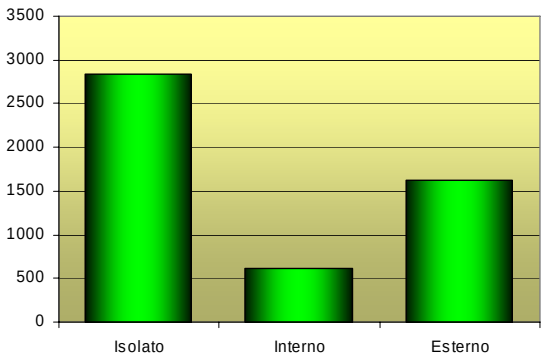


Fig. 1.9 - Edifici per posizione

Parametro 4: *livello di danno*

Per il danneggiamento degli edifici sono state utilizzate le classificazioni delle soglie di danno degli edifici in muratura riportate nella STAP (tabella 1 e tabella 3):

- tra danno significativo e grave
- tra danno grave e gravissimo
- danno superiore a gravissimo
- crollo > del 30%

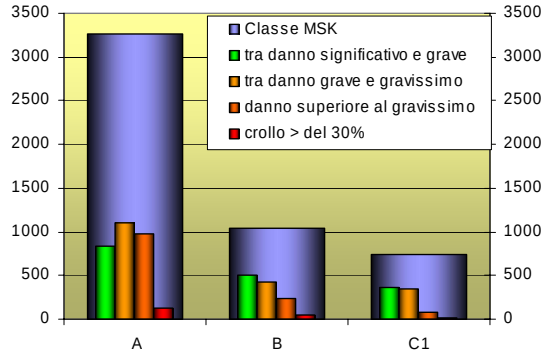


Fig. 1.10 - Edifici per classe MSK e danno

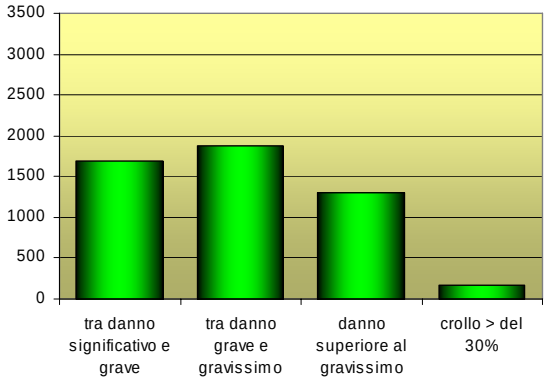


Fig. 1.11 - Edifici per livello di danno

Si riporta lo schema delle combinazioni dei quattro parametri persi in considerazione, che definisce il numero e il tipo delle classi di edifici all'interno delle quali sono stati individuati i casi da esaminare.

Seguono tre tabelle, una per ciascuna classe di vulnerabilità, che illustrano la determinazione del numero e della percentuale di edifici appartenenti alle combinazioni relative agli altri tre parametri considerati, il numero di progetti da esaminare per ciascuna di esse (colonna "Campione") e il numero di edifici effettivamente rilevati (colonna "Progetti rilevati"), per le classi ritenute più significative.

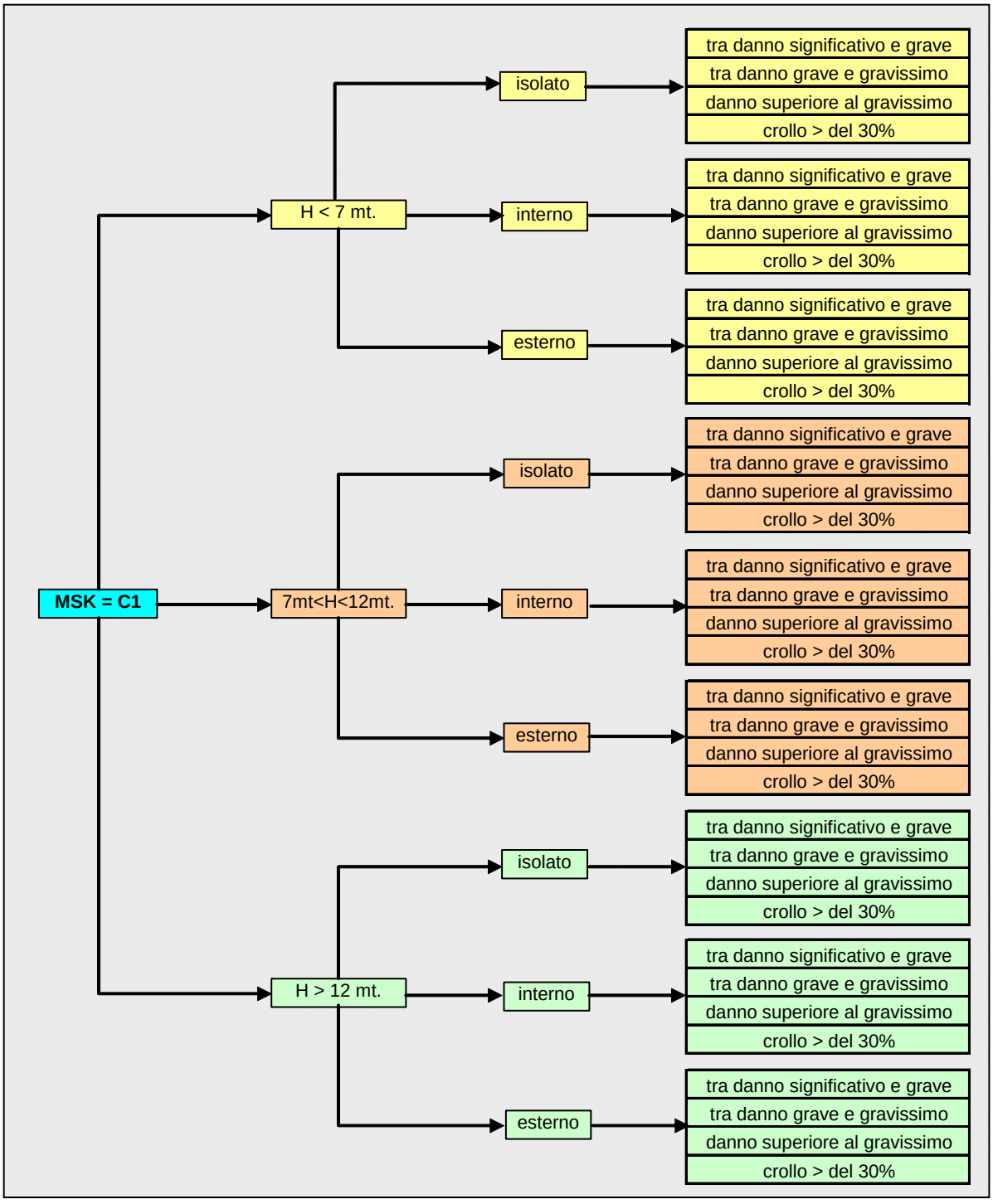


Fig. 1.12 - Diagramma delle classi combinate degli edifici del data base "Tellus", relativamente ad una delle tre classi di vulnerabilità (A, B e C) e ai 3 ulteriori parametri: altezza, aggregazione e livello di danno

Totale edifici	classe	n°	H max	n°	%	aggregazione	n°	%	stato di danno	n°	%	% sul totale di classe A	% sul totale degli edifici	Campione	Classe	Progetti rilevati
						isolato	973	65,65	tra danno significativo e grave	191	19,6	6%	4%	7	A1	17
									tra danno grave e gravissimo	362	37,2	12%	7%	14	A2	25
									danno superiore al gravissimo	364	37,4	12%	7%	14	A3	9
									crollo > del 30%	56	5,8	2%	1%	2	A4	1
			H < 7 mt.	1482	48,8	interno	93	6,28	tra danno significativo e grave	25	26,9	1%	0%	1	A5	1
									tra danno grave e gravissimo	39	41,9	1%	1%	1	A6	8
									danno superiore al gravissimo	25	26,9	1%	0%	1	A7	
									crollo > del 30%	4	4,3	0%	0%	0	A8	
						esterno	414	27,94	tra danno significativo e grave	93	22,5	3%	2%	4	A9	1
									tra danno grave e gravissimo	136	32,9	4%	3%	5	A10	13
									danno superiore al gravissimo	166	40,1	5%	3%	6	A11	10
									crollo > del 30%	19	4,6	1%	0%	1	A12	1
						isolato	524	40,49	tra danno significativo e grave	124	23,7	4%	2%	5	A13	9
									tra danno grave e gravissimo	192	36,6	6%	4%	7	A14	3
									danno superiore al gravissimo	185	35,3	6%	4%	7	A15	7
									crollo > del 30%	23	4,4	1%	0%	1	A16	
5218	**MSK = A**	3036	7mt<H<12mt.	1294	42,6	interno	236	18,24	tra danno significativo e grave	113	47,9	4%	2%	4	A17	5
									tra danno grave e gravissimo	84	35,6	3%	2%	3	A18	4
									danno superiore al gravissimo	38	16,1	1%	1%	1	A19	2
									crollo > del 30%	1	0,4	0%	0%	0	A20	
						esterno	532	41,11	tra danno significativo e grave	178	33,5	6%	3%	7	A21	11
									tra danno grave e gravissimo	191	35,9	6%	4%	7	A22	4
									danno superiore al gravissimo	148	27,8	5%	3%	6	A23	20
									crollo > del 30%	15	2,8	0%	0%	1	A24	1
						isolato	67	25,77	tra danno significativo e grave	19	28,4	1%	0%	1	A25	1
									tra danno grave e gravissimo	32	47,8	1%	1%	1	A26	1
									danno superiore al gravissimo	13	19,4	0%	0%	0	A27	
									crollo > del 30%	3	4,5	0%	0%	0	A28	1
			H > 12 mt.	260	8,6	interno	84	32,31	tra danno significativo e grave	44	52,4	1%	1%	2	A29	
									tra danno grave e gravissimo	27	32,1	1%	1%	1	A30	
									danno superiore al gravissimo	13	15,5	0%	0%	0	A31	3
									crollo > del 30%	0	0,0	0%	0%	0	A32	
						esterno	109	41,92	tra danno significativo e grave	45	41,3	1%	1%	2	A33	1
									tra danno grave e gravissimo	40	36,7	1%	1%	2	A34	
									danno superiore al gravissimo	24	22,0	1%	0%	1	A35	1
									crollo > del 30%	0	0,0	0%	0%	0	A36	
													Totale	116		160

Totale edifici	classe	n°	H max	n°	%	aggregazione	n°	%	stato di danno	n°	%	% sul totale di classe B	% sul totale degli edifici	Campione	Classe	Progetti rilevati
						isolato	307	65,60	tra danno significativo e grave	87	28,3	7%	2%	3	B1	2
									tra danno grave e gravissimo	131	42,7	11%	3%	5	B2	3
									danno superiore al gravissimo	80	26,1	7%	2%	3	B3	1
									crollo > del 30%	9	2,9	1%	0%	0	B4	
			H < 7 mt.	468	38,7	interno	30	6,41	tra danno significativo e grave	18	60,0	1%	0%	1	B5	
									tra danno grave e gravissimo	9	30,0	1%	0%	0	B6	
									danno superiore al gravissimo	2	6,7	0%	0%	0	B7	
									crollo > del 30%	1	3,3	0%	0%	0	B8	
						esterno	131	27,99	tra danno significativo e grave	53	40,5	4%	1%	2	B9	2
									tra danno grave e gravissimo	39	29,8	3%	1%	1	B10	
									danno superiore al gravissimo	32	24,4	3%	1%	1	B11	3
									crollo > del 30%	7	5,3	1%	0%	0	B12	1
						isolato	308	48,20	tra danno significativo e grave	105	34,1	9%	2%	4	B13	6
									tra danno grave e gravissimo	118	38,3	10%	2%	5	B14	6
									danno superiore al gravissimo	66	21,4	5%	1%	3	B15	1
									crollo > del 30%	19	6,2	2%	0%	1	B16	
5218	**MSK = B**	1210	7mt<H<12mt.	639	52,8	interno	93	14,55	tra danno significativo e grave	53	57,0	4%	1%	2	B17	
									tra danno grave e gravissimo	26	28,0	2%	0%	1	B18	
									danno superiore al gravissimo	14	15,1	1%	0%	1	B19	
									crollo > del 30%	0	0,0	0%	0%	0	B20	
						esterno	238	37,25	tra danno significativo e grave	118	49,6	10%	2%	5	B21	4
									tra danno grave e gravissimo	79	33,2	7%	2%	3	B22	3
									danno superiore al gravissimo	35	14,7	3%	1%	1	B23	2
									crollo > del 30%	6	2,5	0%	0%	0	B24	
						isolato	34	33,01	tra danno significativo e grave	21	61,8	2%	0%	1	B25	
									tra danno grave e gravissimo	9	26,5	1%	0%	0	B26	
									danno superiore al gravissimo	4	11,8	0%	0%	0	B27	
									crollo > del 30%	0	0,0	0%	0%	0	B28	
			H > 12 mt.	103	8,5	interno	29	28,16	tra danno significativo e grave	19	65,5	2%	0%	1	B29	
									tra danno grave e gravissimo	7	24,1	1%	0%	0	B30	
									danno superiore al gravissimo	3	10,3	0%	0%	0	B31	
									crollo > del 30%	0	0,0	0%	0%	0	B32	
						esterno	40	38,83	tra danno significativo e grave	23	57,5	2%	0%	1	B33	
									tra danno grave e gravissimo	12	30,0	1%	0%	0	B34	
									danno superiore al gravissimo	5	12,5	0%	0%	0	B35	
									crollo > del 30%	0	0,0	0%	0%	0	B36	
													Totale	46		34

Totale edifici	classe	n°	H max	n°	%	aggregazione	n°	%	stato di danno	n°	%	% sul totale di classe B	% sul totale degli edifici	Campione	Classe	Progetti rilevati
						isolato	231	80,21	tra danno significativo e grave	85	36,8	10%	2%	3	C1	2
									tra danno grave e gravissimo	108	46,8	13%	2%	4	C2	
									danno superiore al gravissimo	33	14,3	4%	1%	1	C3	
									crollo > del 30%	5	2,2	1%	0%	0	C4	
			H < 7 mt.	288	35,4	interno	7	2,43	tra danno significativo e grave	2	28,6	0%	0%	0	C5	
									tra danno grave e gravissimo	3	42,9	0%	0%	0	C6	
									danno superiore al gravissimo	2	28,6	0%	0%	0	C7	1
									crollo > del 30%	0	0,0	0%	0%	0	C8	
						esterno	50	17,36	tra danno significativo e grave	21	42,0	3%	0%	1	C9	
									tra danno grave e gravissimo	23	46,0	3%	0%	1	C10	
									danno superiore al gravissimo	5	10,0	1%	0%	0	C11	
									crollo > del 30%	1	2,0	0%	0%	0	C12	
						isolato	348	74,52	tra danno significativo e grave	153	44,0	19%	3%	6	C13	
									tra danno grave e gravissimo	156	44,8	19%	3%	6	C14	1
									danno superiore al gravissimo	32	9,2	4%	1%	1	C15	
									crollo > del 30%	7	2,0	1%	0%	0	C16	
5218	**MSK = C1**	814	7mt<H<12mt.	467	57,4	interno	32	6,85	tra danno significativo e grave	23	71,9	3%	0%	1	C17	
									tra danno grave e gravissimo	5	15,6	1%	0%	0	C18	
									danno superiore al gravissimo	4	12,5	0%	0%	0	C19	
									crollo > del 30%	0	0,0	0%	0%	0	C20	
						esterno	87	18,63	tra danno significativo e grave	46	52,9	6%	1%	2	C21	1
									tra danno grave e gravissimo	30	34,5	4%	1%	1	C22	
									danno superiore al gravissimo	10	11,5	1%	0%	0	C23	1
									crollo > del 30%	1	1,1	0%	0%	0	C24	
						isolato	38	64,41	tra danno significativo e grave	24	63,2	3%	0%	1	C25	
									tra danno grave e gravissimo	13	34,2	2%	0%	0	C26	1
									danno superiore al gravissimo	1	2,6	0%	0%	0	C27	
									crollo > del 30%	0	0,0	0%	0%	0	C28	
			H > 12 mt.	59	7,2	interno	5	8,47	tra danno significativo e grave	4	80,0	0%	0%	0	C29	
									tra danno grave e gravissimo	0	0,0	0%	0%	0	C30	
									danno superiore al gravissimo	1	20,0	0%	0%	0	C31	
									crollo > del 30%	0	0,0	0%	0%	0	C32	
						esterno	16	27,12	tra danno significativo e grave	7	43,8	1%	0%	0	C33	
									tra danno grave e gravissimo	7	43,8	1%	0%	0	C34	

Tab. 1.5- Numero di edifici del campione

2 MEDEA - UN MODELLO DI VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA', DEL DANNO E DELL'AGIBILITA' POST-SISMICA

F. Papa [(1)], G. Zuccaro[(2)]

[(1)] *Dipartimento della Protezione Civile - Ufficio Servizio Sismico Nazionale, Roma*
[(2)] *Dipartimento di Scienza delle Costruzioni - Università di Napoli "Federico II"*

Nel presente capitolo viene illustrata una metodologia di analisi speditiva della vulnerabilità e del danno sismico degli edifici ordinari, basata su un manuale multimediale denominato MEDEA (Manuale di Esercitazioni sul Danno Ed Agibilità).

Tale metodologia, nota appunto come MEDEA, nasce nelle sue prime applicazioni come protocollo di raccolta dati sul danno sismico interpretato in termini di meccanismi di collasso e tipologie di danni associati, con lo scopo di integrare strumenti tradizionali di schedatura, che usualmente propongono una lettura del danno esclusivamente in termini di estensione e grado di severità, definito rispetto ad una scala macrosismica di riferimento.

In una seconda fase, MEDEA è divenuto uno strumento da utilizzare anche "in tempo di pace", per l'analisi delle caratteristiche tipologico-costruttive, da interpretare in termini di carenze strutturali che possono influenzare il comportamento della struttura sotto sisma, favorendo meccanismi di collasso preferenziali.

2.1 INTRODUZIONE

Il progetto originario nasce nel 1999 da una collaborazione tra il Servizio Sismico Nazionale (oggi Ufficio del Dipartimento della Protezione Civile), settore *Scenari di Rischio e Gestione Emergenze*, diretto dall'ing. Riccardo Colozza, e l'Università di Napoli, unità di ricerca coordinata dal prof. Giulio Zuccaro.

Si era da poco chiusa l'esperienza del terremoto umbro-marchigiano, che aveva nuovamente portato l'attenzione sulle problematiche connesse alle campagne di sopralluogo post-sisma. Terremoti anche non particolarmente severi, infatti, sono frequentemente causa di danneggiamenti piuttosto diffusi che richiedono l'avvio di campagne di sopralluoghi, spesso molto estese. Pertanto, le operazioni in emergenza richiedono generalmente un numero notevole di tecnici; di contro nessuna amministrazione o autorità di protezione civile è in genere in grado, da sola, di disporre di risorse per fronteggiare qualsiasi tipo di evento e livello di danneggiamento.

Sulla base di tali considerazioni, si iniziò a parlare dell'esigenza di disporre di una task force di tecnici, provenienti da enti diversi, da addestrare in tempo di pace e operanti, naturalmente, con gli stessi standard metodologici e procedurali. La delicatezza delle operazioni di verifica consigliava, per questi tecnici, l'introduzione di una specifica formazione su tali metodologie e procedure, al fine di indirizzare meglio le loro capacità professionali, normalmente rivolte ad altre funzioni, verso operazioni di emergenza non usuali in tempi di normalità. Questo processo di riorganizzazione della Funzione Rilievo Del Danno ha portato, quindi, alla realizzazione di tutta una serie di strumenti di lavoro (manuali, software, procedure, schede…), prodotti direttamente dal DPC-USSN o con il coinvolgimento di strutture tecniche esterne o realizzati in collaborazione con il mondo scientifico.

In questo contesto si inquadra MEDEA, Manuale Di Esercitazioni sul Danno Ed Agibilità, che nasce da un'idea originale del prof. Giulio Zuccaro e dell'arch. Filomena Papa, che sulla base di pregresse esperienze tecnico scientifiche, hanno tratto un progetto operativo, in linea con le esigenze formative sul problema dell'agibilità.

Sono stati, quindi, realizzati due CD multimediali (Papa - Zuccaro, 2001, 2004) che, rispettivamente per la Muratura e per il Cemento Armato, proponevano MEDEA nell'idea originaria innanzitutto come:

un manuale di base per una più omogenea categorizzazione sia dei singoli elementi strutturali, sia delle tipologie di danno per ciascuno di essi;
uno strumento didattico da utilizzare in corsi di formazione indirizzati a tecnici preposti a verifiche di agibilità in fase di emergenza;
uno strumento di supporto per una scheda di agibilità più avanzata rispetto alla scheda attualmente in uso;
un manuale di supporto per le valutazioni macrosismiche;
un riferimento didattico da utilizzare a differenti livelli nell'ambito di corsi universitari nel campo dell'ingegneria sismica e della gestione dell'emergenza.

Successivamente lo standard MEDEA è stato esteso ad applicazioni finalizzate ad analisi di vulnerabilità del costruito, attraverso l'identificazione di fattori di vulnerabilità/carenze strutturali in grado di condizionare il comportamento della struttura sotto sisma, ovvero indirizzarla verso l'attivazione di meccanismi di collasso preferenziali.

Questa impostazione metodologica, ormai consolidata in ambito scientifico e quindi concettualmente sistematizzata in MEDEA, ha portato anche alla redazione di una scheda di raccolta dati (Scheda MEDEA), che è strutturata in modo da poter analizzare le relazioni esistenti tra i meccanismi di collasso, le tipologie di danno sismico e le condizioni di vulnerabilità della struttura.

La Scheda MEDEA è stata testata per la prima volta in un contesto di ricerca in occasione del terremoto del Molise, a supporto dell'attuale scheda di agibilità (Papa et al, 2004).

E', quindi, attualmente in fase di utilizzazione da parte della Regione Campania a completamento ed integrazione della "scheda edifici" proposta dal Dipartimento di Protezione Civile – Servizio Sismico Nazionale per le attività di censimento dei beni e di verifiche sismiche di Livello 1 e di Livello 2, di cui all'Ordinanza 3274/03 e s.m.i..

2.2 STRUTTURA LOGICA DEL CD MULTIMEDIALE

L'intero prodotto è strutturato in modo che all'utente sia consentita una graduale acquisizione di conoscenza. Le diverse sezioni dello strumento didattico multimediale realizzano un percorso guidato di formazione in grado, per passi successivi, di creare nei fruitori una sensibilità sia di interpretazione delle caratteristiche tipologiche dell'edificio sia di interpretazione e valutazione del danno essenziali al giudizio finale di agibilità.

MEDEA è distinto in sezioni principali, organizzate secondo un principio di continuità logica e strettamente interconnesse tra loro, grazie a funzionalità di ricerca, interrogazione e collegamenti ipertestuali.

2.2.1 Le sezioni preliminari: il glossario e l'archivio immagini

La prima sezione di MEDEA è costituita da un glossario contenente termini tecnici di frequente utilizzo nel settore. La realizzazione del glossario risulta di estrema importanza sia per la reciproca comprensione fra addetti ai lavori e sia per migliorare l'omogeneità di individuazione e classificazione degli elementi tipologici e della misura del danneggiamento. A ciascun termine sono associati testi esplicativi e/o immagini fotografiche e disegni (Fig. 2.1 a). I termini del glossario sono organizzati in categorie, precisamente distinte in: l'edificio e suoi componenti strutturali e non; il danno alle strutture edilizie; attrezzature di cantiere utilizzate in emergenza; interventi provvisionali; ambiente.

La seconda sezione di MEDEA è un archivio immagini, contenente una ampia antologia di edifici di diverse tipologie strutturali a più livelli di danneggiamento. Esso mira a fornire quel bagaglio di conoscenza essenziale ad affinare la capacità di interpretazione e giudizio richieste al tecnico durante le ispezioni post evento e sperimentate nelle sezioni successive del prodotto. Ogni immagine è corredata da un set di informazioni (Fig. 2.1 b); inoltre, l'interfaccia utente dell'archivio permette attraverso maschere ad hoc di effettuare operazioni di ricerca ed interrogazione sui dati. Tali operazioni possono essere effettuate su uno qualsiasi dei campi di informazione del materiale fotografico, o su combinazioni di essi, cosicché è possibile estrarre sotto-insiemi di immagini aventi particolari caratteristiche ricercate dall'utente. Questa opzione consente, pertanto, di selezionare sottoinsiemi di

immagini corrispondenti a specifiche caratteristiche, che possono risultare molto utili a supporto di indagini macrosismiche.

L'archivio può essere consultato contemporaneamente ad altre sezioni dello strumento multimediale, in modo da rappresentare un valido supporto nelle successive fasi di apprendimento.

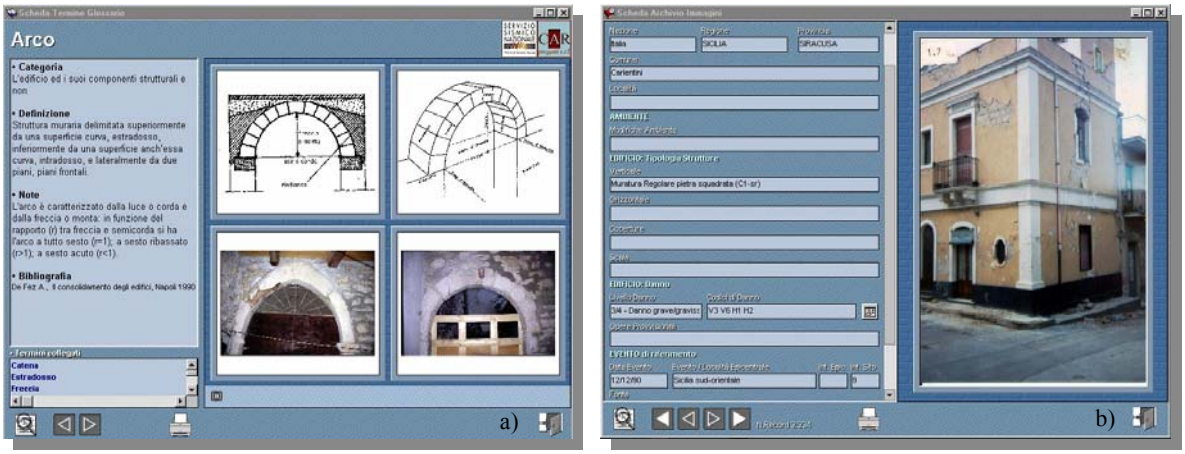


Fig. 2.1 - Schermate MEDEA: a) glossario; b) archivio immagini

2.2.2 La valutazione del danno sismico

E'noto che la valutazione del danno sugli edifici causato da un evento sismico costituisce problematica di centrale interesse nell'ambito della comunità scientifica. L'attenzione dei ricercatori è in particolare rivolta all'individuazione di criteri e metodi che consentano un'oggettività di valutazione, in base alla quale formulare le più idonee correlazioni tra il parametro di misura del cimento sismico ed il danno. Allo stato attuale esistono notevoli incertezze ed ambiguità sia nella definizione dei gradi di danno da assumere sia nell'identificazione dello stesso da parte degli operatori preposti alle campagne di sopralluogo. A questo si aggiunge che nella fase di emergenza post-sisma i tecnici sono spesso chiamati a prendere decisioni in merito all'effettiva agibilità degli edifici, pur non essendo ancora stati definiti criteri "oggettivi" in grado di fornire indicazioni sui livelli di sicurezza richiesti caso per caso.

Lo strumento attualmente utilizzato nelle campagne di sopralluogo post-sismiche è la nota scheda AeDES - Scheda di I° Livello di Rilevamento Danno, Pronto Intervento e Agibilità per Edifici Ordinari nell'Emergenza post-sismica, messa a punto tra il 1996 – 97 da un gruppo di lavoro congiunto Servizio Sismico Nazionale – Gruppo Nazionale Difesa dai Terremoti, che fu possibile testare per la prima volta in occasione dell'evento sismico umbro-marchigiano del 1997, benché ancora in una versione preliminare; in un secondo momento è stato predisposto un Manuale di compilazione della stessa (Baggio et al. 2002), allo scopo di formalizzare una definizione di agibilità condivisa in ambito scientifico, nonché di standardizzare procedure e metodologie di valutazione.

Per quanto attiene l'analisi del danno tale strumento, raccogliendo le esperienze maturate nel settore in un periodo oltre che ventennale, prevede un rilevamento delle caratteristiche del danneggiamento attraverso una definizione dell'estensione e del livello di gravità del danno, definito da variabili "linguistiche" e coerente con i livelli definiti all'interno delle scale macrosismiche. Questo approccio, che presenta notevoli vantaggi all'interno di un percorso speditivo di analisi del manufatto danneggiato, risulta in qualche modo carente allorché tale danno lo si voglia catalogare e quindi interpretare in termini di caratteristiche del quadro fessurativo e relativi meccanismi di collasso attesi. Tale processo valutativo, che senza dubbio rientra in un automatico ed imprescindibile percorso di analisi che ciascun rilevatore è chiamato a seguire in una valutazione di agibilità, non è presente, tuttavia, in maniera esplicita nell'attuale strumento di schedatura. Ciò a scapito di una possibile elaborazione statistica di dati, che più da vicino hanno a che vedere con una reale interpretazione strutturale del danno, ovvero con una sensibilità all'interpretazione del danno osservato attraverso criteri base sul comportamento delle strutture; ciò anche quale ausilio alle valutazioni di agibilità, oltre che come parametro di riferimento nell'ambito di valutazioni economiche del danno diretto in termini statistici.

In questa ottica, in MEDEA viene proposta una metodologia di analisi dell'edificio danneggiato attraverso il riconoscimento delle caratteristiche del quadro fessurativo presente correlato ad un'interpretazione in termini di meccanismi di collasso.

A tal fine, raccogliendo quanto ad oggi esistente come stato dell'arte sull'argomento, nonché le esperienze maturate sul campo dall'osservazione diretta di diverse casistiche di danneggiamento sismico, all'interno di MEDEA è stato messo a punto un catalogo dettagliato dei principali danni ad elementi strutturali e non strutturali. La classificazione dei danni alle strutture degli edifici ordinari è accompagnata da una loro interpretazione in chiave di possibili meccanismi di collasso.

Ciò significa che il catalogo è organizzato sulla base di regole logiche che indirizzano verso l'identificazione del meccanismo più probabile. Questa sezione di MEDEA è, pertanto, costituita da tre sotto-sezioni: Abaco dei meccanismi di collasso; Abaco dei danni; Tabellone di esercitazioni.

L'Abaco dei meccanismi di collasso nasce da un accurato lavoro di sintesi, nell'ambito del quale si è cercato di classificare i principali meccanismi di collasso riconoscibili per una costruzione ordinaria. Sulla base di questa classificazione generale sono stati riconosciuti 16 differenti meccanismi di collasso per la muratura e 25 meccanismi di collasso per il cemento armato.

In particolare i meccanismi vengono suddivisi in:

meccanismi globali, intendendosi con quest'accezione quei meccanismi che interessano la struttura nel suo complesso e, quindi relativi all'evolversi di quadri fessurativi in un numero di elementi sufficiente a determinare la totale compromissione dell'equilibrio statico e dinamico del sistema strutturale;

meccanismi locali, intendendosi con quest'accezione quei meccanismi che interessano parti marginali della struttura ed il cui evolversi, pur pregiudicando il singolo elemento, in genere non compromette l'intero equilibrio strutturale.

Per la Muratura gli abachi dei meccanismi sono riportati in Fig. 2.2 e Fig. 2.3 da cui è possibile desumere che:

i meccanismi globali possono essere distinti in:

meccanismi nel piano: si manifestano quando le pareti della scatola muraria, sollecitate da azioni complanari in entrambi i versi, rispondono attraverso l'insorgere della classiche lesioni ad x, le quali evidenziano la formazione di bielle compresse diagonali. Tali meccanismi sono da ricondurre alla scarsa capacità di reagire a trazione del materiale murario;

meccanismi fuori del piano: si manifestano attraverso un cinematismo fuori del piano di una o più pareti della scatola muraria che, soggetta ad azioni sismiche, perde la propria configurazione originaria. L'insorgere di un simile meccanismo spesso denota il mancato ammorsamento fra i muri di facciata e quelli ortogonali, eventualmente favorito dall'azione spingente di solai e coperture;

altri meccanismi: rientrano in questa categoria quei meccanismi che non sono direttamente riconducibili a meccanismi nel piano o fuori del piano, ma che comunque possono interessare la struttura nel suo complesso, dando vita a collassi globali (es. sfilamento delle travi del solaio, martellamento tra strutture adiacenti, etc.).

I meccanismi locali possono essere distinti in:

meccanismi per dislocazioni locali: sono quelli, per esempio, che si manifestano per cedimento di archi, piattabande o in porzioni di struttura caratterizzate da irregolarità strutturali di varia natura, cui spesso sono connesse significative variazioni di rigidezza (esempio: consolidamenti inopportuni, inserimento di strutture in cemento armato di rigidezza incongruente con quella delle murature, etc.). Il fenomeno comporta generalmente la disgregazione e l'espulsione del materiale nelle zone interessate;

meccanismi per elementi spingenti: sono determinati dall'azione di singoli elementi che producono spinte orizzontali sulle strutture su cui insistono: sono esempi i puntoni di un tetto e le strutture voltate la cui azione spingente non sia contrastata da adeguati collegamenti.

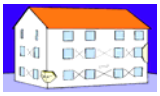
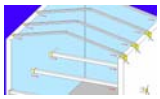
MECCANISMI GLOBALI					
1	Da Taglio della parete per azioni nel piano		**2**	Da Taglio della parete per azioni nel piano localizzato solo nella zona alta	
3	Da Ribaltamento della Intera Parete		**4**	Da Ribaltamento Parziale della Parete	
5	Da Instabilità (verticale) della parete		**6**	Da Rottura a flessione della parete	
7	Da Scorrimento di piano orizzontale		**8**	Da cedimento fondale	
9	Da irregolarità tra strutture adiacenti		**10**	Per sfilamento delle travi del solaio dalla parete di supporto	

Fig. 2.2 - Muratura - Abaco dei meccanismi globali

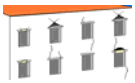
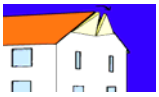
MECCANISMI LOCALI					
11	Per cedimento di achitravi e/o piattabande		**12**	Da irregolarità del materiale, debolezze locali, etc.	
13	Da ribaltamento della parete del timpano		**14**	Da ribaltamento della parte alta del cantonale	
15	Da ribaltamento della fascia sottotetto		**16**	Da rotazione delle spalle di volte e archi	

Fig. 2.3 - Muratura: Abaco dei meccanismi locali

Per il Cemento Armato gli abachi dei meccanismi sono riportati in Fig. 2.4 e Fig. 2.5 da cui è possibile desumere che:

i meccanismi globali possono essere distinti in:

meccanismi per travi forti – pilastri deboli: si manifestano in edifici caratterizzati da travi di elevata resistenza su pilastri di resistenza sensibilmente inferiore, da intendersi nel loro rapporto relativo rispetto alla richiesta derivante dall'applicazione dell'azione sismica;

meccanismi per travi deboli – pilastri forti: si verificano generalmente in edifici caratterizzati da travi di scarsa resistenza su pilastri di resistenza sensibilmente maggiore, da intendersi nel loro rapporto relativo rispetto alla richiesta derivante dall'applicazione dell'azione sismica;

meccanismi per nodi deboli: si verificano quando il telaio strutturale è caratterizzato da nodi poco resistenti, rispetto alle sollecitazioni trasmesse dalle travi e dai pilastri;

meccanismi per piano debole: si verificano in edifici caratterizzati dalla presenza di un piano meno resistente rispetto agli altri o, più precisamente, da un rapporto tra domanda (sollecitazioni) e resistenza nettamente diverso ad un piano rispetto agli altri;

meccanismi per cedimento fondale: si verificano quando spostamenti del terreno indotti dallo scuotimento sismico conducono a cedimenti fondali verticali, che possono interessare il piano fondale parzialmente o per intero. L'entità del cedimento può essere limitata a pochi centimetri

o può essere più considerevole, anche qualche metro, nel caso si inneschino fenomeni di liquefazione.

I meccanismi locali possono essere distinti in:

meccanismi alle parti strutturali: possono insorgere, per esempio, per martellamento tra strutture adiacenti, per l'azione di puntone in testa ai pilastri da parte delle tamponature, per caduta del solaio per eccessivo spostamento in corrispondenza di una seggiola di giunto;

meccanismi alle tamponature/tramezzi: possono insorgere sia per rottura nel piano che fuori del piano, secondo modalità di comportamento che di fatto ricalcano quelle delle strutture in muratura*;*

meccanismi per collasso delle coperture: possono insorgere, per esempio, per rottura della muratura portante per l'effetto spingente di coperture a falda.

MECCANISMI GLOBALI					
MG1	Meccanismo travi forti – pilastri deboli		MG 3	Meccanismo per nodi deboli	
MG2A	Meccanismo travi deboli – pilastri forti per flessione nelle travi		MG 4A	Meccanismo di piano debole per flessione nei pilastri	
MG2B	Meccanismo travi deboli – pilastri forti per taglio nelle travi		MG 4B	Meccanismo di piano debole per schiacciamento dei pilastri	
MG2C	Meccanismo travi deboli – pilastri forti per sfilamento delle armature		MG 4C	Meccanismo di piano debole per taglio nei pilastri	
MG5	Meccanismo per cedimento fondale				

Fig. 2.4 - Cemento Armato: Abaco dei meccanismi globali

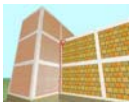
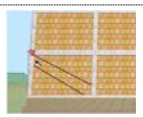
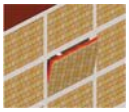
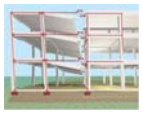
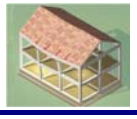
MECCANISMI LOCALI					
ML1A	Meccanismi alle parti strutturali - per martellamento tra strutture adiacenti		ML2A	Meccanismi alle tamponature/tramezzi - per rottura nel piano	
ML1B	Meccanismi alle parti strutturali - per l'azione di puntone in testa ai pilastri da parte delle tamponature		ML2B	Meccanismi alle tamponature/tramezzi - per rottura fuori del piano	
ML1C	Meccanismi alle parti strutturali - per caduta del solaio per eccessivo spostamento in corrispondenza di una seggiola di giunto		ML3A	Meccanismi di collasso delle coperture - per rottura della muratura portante	
			8 ML3B	Meccanismi di collasso delle coperture - per l'effetto spingente di coperture a falda	

Fig. 2.5 - Cemento Armato: Abaco dei meccanismi locali

Inoltre per il cemento armato sono stati considerati in aggiunta anche i meccanismi che interessano le strutture con prevalenza di pareti.

In particolare i *meccanismi su pareti* sono stati distinti in:

meccanismi su pareti singole;
meccanismi su pareti accoppiate;
meccanismi su pareti/telai.

L'*Abaco dei danni* fornisce una classificazione dei principali danni riscontrabili a vista (danno osservato o apparente) per singoli elementi: strutture verticali, strutture orizzontali, scale, elementi non strutturali.

Ogni danno è descritto attraverso una scheda contenente schemi, commenti ed una rassegna iconografica illustrativa di livelli di gravità del danno crescente secondo una scala predefinita (Fig. 2.6), coerente con i risultati delle ricerche di settore.

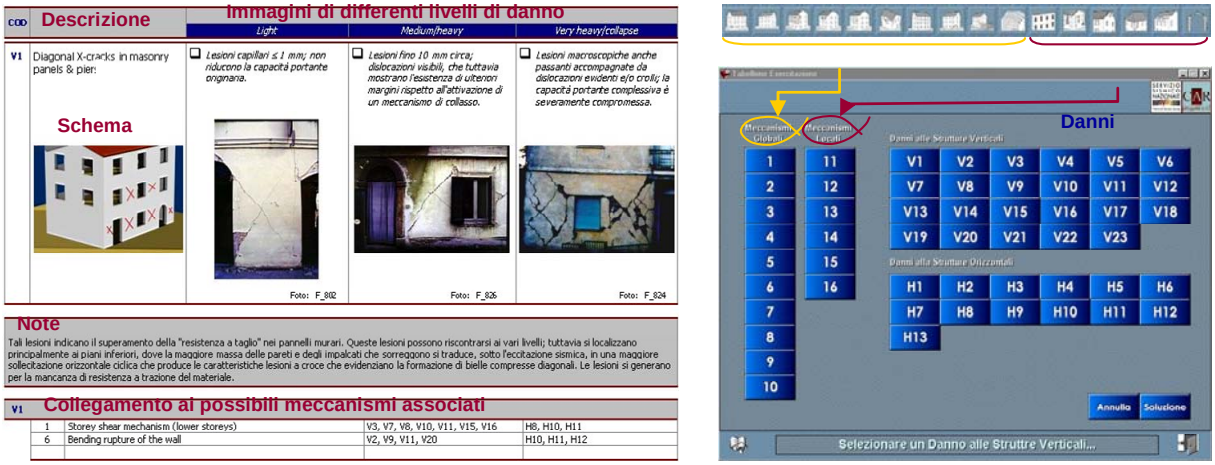


Fig. 2.6 - Esempio di scheda nell'Abaco danni e Tabellone Interattivo di Esercitazione

Infine viene fornita un'ipotesi di associazione ad altre possibili evidenze di danno sull'elemento in esame o su altri elementi, in modo da riconoscere tali danni come congruenti rispetto ad un possibile comportamento globale della struttura, ovvero come congruenti rispetto ad un meccanismo di collasso scelto tra quelli di riferimento.

Quest'ultimo aspetto risulta senza dubbio tra i più interessanti, in quanto, pur non avendo la pretesa di essere esaustivo e rigorosamente certo, fornisce una chiave di lettura del singolo danno in termini globali rispetto alla risposta dell'intero sistema strutturale; ciò attraverso l'analisi in chiave diagnostica dell'intero quadro fessurativo, caratterizzato da evidenze di danno di diverso tipo, ma tutte compatibili rispetto un unico meccanismo.

In questa direzione è stato progettato il tabellone interattivo di esercitazione sui meccanismi di collasso. In esso sono elencati con il codice di riferimento tutti i meccanismi illustrati e tutti i danni alle strutture verticali ed orizzontali inclusi nell'abaco. Il tabellone interattivo per ciascun tipo di danno selezionato mostrerà a lato i meccanismi possibili congruenti con quel danno L'utente potrà, quindi, selezionare in multiscelta le tipologie di danno e verificarne in interattivo la congruenza con altri tipi di danno e con il meccanismo di riferimento prescelto (Fig. 2.6).

2.2.3 Le esercitazioni di agibilità

La parte conclusiva di MEDEA è costituita da una sezione di Esercitazioni di Agibilità, nella quale sono presentati alcuni esempi di edifici danneggiati da sisma, che consentono all'utente di svolgere esercitazioni progettate per verifiche di agibilità, utilizzando la Scheda di I° Livello di Rilevamento Danno, Pronto Intervento e Agibilità per Edifici Ordinari nell'Emergenza Post-Sismica (Fig. 2.7). Lo strumento consente al rilevatore, attraverso l'analisi di immagini fotografiche o di un breve filmato dell'edificio, di esprimere valutazioni: sulla tipologia costruttiva (strutture orizzontali e

verticali); sul livello di danno per elemento e complessivo dell'edificio; sull'agibilità dell'edificio; sui possibili provvedimenti di pronto intervento da adottare.

Lo strumento consente, inoltre, controlli e verifiche sulla capacità di giudizio acquisita dal rilevatore, mediante test con assegnazione di punteggi.

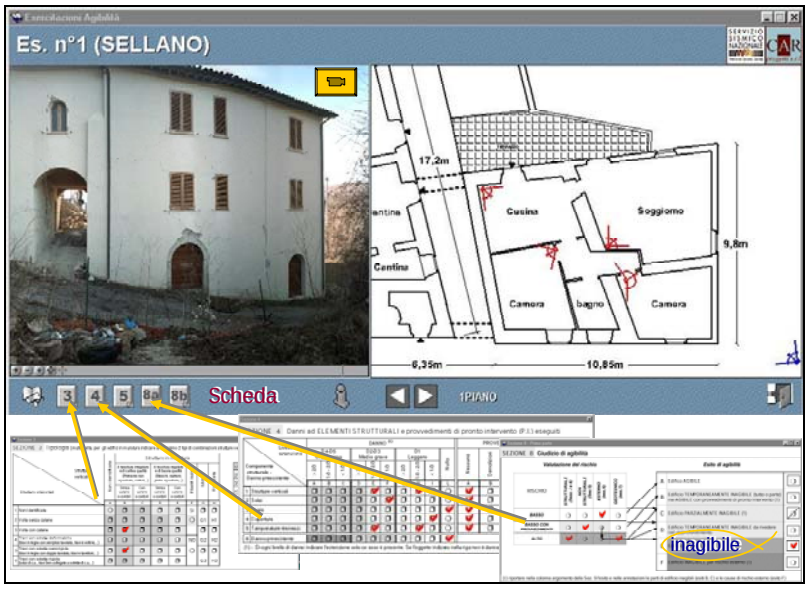


Fig. 2.7 - La sezione di Esercitazioni di Agibilità

2.3 APPLICAZIONI E PROSPETTIVE FUTURE

Sulla base di quanto codificato in MEDEA, gli autori hanno proposto una metodologia speditiva di analisi del danno sismico attraverso il riconoscimento delle caratteristiche del quadro fessurativo presente correlato ad un'interpretazione in termini di meccanismi di collasso. Questo approccio, ancora in via sperimentale, è stato codificato in uno strumento di raccolta dati sul campo (Scheda MEDEA), testato per la prima volta in un contesto di ricerca in occasione del terremoto del Molise (2002), a supporto dell'attuale scheda di agibilità (Scheda di I° Livello di Rilevamento Danno, Pronto Intervento e Agibilità per Edifici Ordinari nell'Emergenza post-sismica).

Pertanto, su questa base una raccolta sistematica di dati sul danneggiamento secondo lo standard MEDEA, è stata organizzata in occasione di tale evento in particolare sul Comune di San Giuliano di Puglia e sul Comune di Ripabottoni.

I risultati di tali ricerche sono riportati in varie pubblicazioni (Dolce et al., 2003, Papa et al. 2004); i principali sono brevemente sintetizzati come segue.

La Scheda MEDEA ha consentito di raccogliere informazioni sui meccanismi di collasso incipienti riconoscibili sulle strutture danneggiate e di avanzare un'ipotesi sulla genesi del collasso globale dell'edificio, raggiunto per l'innescarsi di vari meccanismi di collasso la cui sequenza è sensibilmente correlata alle caratteristiche tipologico strutturali del manufatto, oltre che a quelle intrinseche dei materiali impiegati.

La procedura si propone di offrire uno strumento atto ad agevolare le valutazioni di agibilità sulla base dell'interpretazione dei meccanismi di collasso incipienti osservati sulle costruzioni danneggiate a seguito di un evento sismico. A partire dalla classificazione dei meccanismi e dai danni ad essi compatibili proposta da MEDEA si è introdotto, infatti, un Indice di Agibilità in grado di dare un orientamento rispetto allo stato della costruzione nel percorso che porta la struttura dallo stato di equilibrio pre-evento all'eventuale collasso.

La procedura, calibrata su un primo set di dati disponibili raccolti a San Giuliano in occasione dell'ultimo evento sismico in Molise (2002), ha mostrato incoraggianti risultati. L'Indice di Agibilità IA, lungi dal proporsi come un mero automatico strumento di valutazione dell'agibilità che sempre

rimane a carico della professionalità ed esperienza dei singoli tecnici preposti alle verifiche statiche di agibilità, offre all'attenzione degli operatori e dei ricercatori un ulteriore parametro di valutazione euristico tra edifici colpiti da un evento sismico, ancor più se meglio calibrato attraverso ulteriori set di dati.

Inoltre, sviluppi futuri in grado di definire un più robusto valore di soglia e più raffinate distribuzioni di probabilità del danno globale rispetto all'Indice di Agibilità, rappresentano un interessante prospettiva per pervenire a stime speditive di agibilità su un territorio colpito da un evento, anche finalizzate ad una prima quantizzazione dei costi in emergenza.

Una seconda applicazione è in via di definizione in sede locale dalla Regione Campania, attraverso la proposta di utilizzare MEDEA come metodo speditivi di interpretazione del comportamento delle strutture su cui effettuare verifiche ed interventi, in relazione a quanto richiesto dall'Ordinanza 3274 e s.m.i.

In questo contesto, la scheda MEDEA è stata proposta, allo scopo di fornire al progettista uno strumento di sintesi, in grado di indirizzarlo verso l'interpretazione dei meccanismi di collasso preferenziali per la fabbrica analizzata. In altre parole i risultati dell'analisi effettuata attraverso la scheda MEDEA si propongono di fornire una prima interpretazione sul modello strutturale da assumere e sul potenziale comportamento della fabbrica durante l'azione sismica nonché le prime indicazioni sulle condizioni di vulnerabilità riconosciute sull'edificio; tutto ciò anche allo scopo di indirizzare i progettisti verso possibili interventi di miglioramento e/o adeguamento strutturale nel quadro del programma di attuazione di misure di mitigazione della vulnerabilità, interpretate in un'ottica di riduzione del rischio sismico a fini di protezione civile.

2.4 CONCLUSIONI

E' stato illustrata la metodologia MEDEA ed il relativo strumento multimediale, che si propone:

nella fase post evento, come strumento atto ad agevolare l'analisi del danno post-evento e le valutazioni di agibilità, sulla base dell'interpretazione dei meccanismi di collasso incipienti osservati;

in tempo di pace come strumento atto ad agevolare l'individuazione e la stima dei fattori di vulnerabilità tipologico-strutturale responsabili dell'attivazione di specifici meccanismi di collasso.

In merito al primo aspetto la metodologia MEDEA nasce dall'esigenza, da tempo maturata in ambito scientifico, di definire procedure e strumenti più avanzati per l'analisi del danno e dell'agibilità post-sismica. In questa direzione MEDEA rappresenta un tentativo di categorizzazione e dei singoli elementi strutturali e delle diverse tipologie di danneggiamento, oltre che di omogeneizzazione di criteri e metodi di valutazione, da rendere il più possibile oggettivi e standardizzati.

In merito al secondo aspetto MEDEA viene proposta come metodologia in grado di supportare analisi speditive dei fattori di vulnerabilità, in un più ampio contesto di valutazione del processo di genesi dei meccanismi di collasso e delle relazioni esistenti tra questi, le condizioni di vulnerabilità ricorrenti ed il danno atteso.

3 MODALITÀ E STRUMENTI DI RILEVAZIONE DATI

L.Corazza, A. Petracca, G. Petrucci

La prima fase di attività ha riguardato, come già detto, la ***definizione degli strumenti di rilevazione*** per la raccolta di informazioni sulle caratteristiche delle costruzioni, sul danneggiamento, sugli interventi eseguiti e sui costi.

Per questa finalità è stato elaborato un supporto schedografico denominato ***Scheda di Rilevamento dei Progetti SRP*** (Allegato B).

3.1 LA SCHEDA PER IL RILEVAMENTO DEI PROGETTI (SCHEDA SRP)

La scheda SRP è composta di un frontespizio, nel quale si riporta la data di compilazione e la firma dei compilatori, e di 5 sezioni per l'acquisizione delle informazioni utili alle finalità della ricerca che vengono descritte qui di seguito.

Nella parte della seconda facciata, campita in grigio, vengono riportati i dati identificativi dell'edificio: Istat Regione, Istat Comune, denominazione del comune, località, ISTAT località, foglio e particella, identificativo GNDT/SSN, numero protocollo e data della pratica.

Sezione N. 1

In essa si raccolgono le informazioni sulla tipologia strutturale dell'edificio esaminato. Per ciascun livello vengono descritti tutti gli elementi strutturali presenti. Qualora ai vari piani venissero riscontrate più tipologie, è stata prevista la possibilità di descrivere le due prevalenti indicando per ciascuna di esse anche la corrispondente percentuale nel piano.

Le definizioni e i codici utilizzati per le tipologie strutturali sono quelli riportati nella scheda GNDT per il rilevamento dell'esposizione e della vulnerabilità sismica degli edifici.

Sezione N. 2

Tale sezione consente la descrizione del danno sismico ed è suddivisa in quattro parti:

- nella parte 2.1 si riporta l'estensione ed il livello della danno utilizzando la metodologia GNDT;
- nella parte 2.2 si descrivono gli interventi strutturali significativi eseguiti sull'edificio prima del sisma;
- nella parte 2.3 si indicano i presidi antisismici antecedenti al sisma;
- nella parte 2.4 viene fornito dai rilevatori un giudizio sulla qualità del progetto.

Sezione N. 3

In questa parte della scheda vengono riportati i danni sismici (rilevati dal progetto e dal rilievo fotografico) e i meccanismi di danno ad essi associati. Tale sezione è stata impostata come griglia nella quale sono indicate nella prima riga le tipologie di danno più comuni per ciascuna componente strutturale e nella prima colonna i meccanismi di danno che potrebbero attivarsi. In basso sono state riportate alcune note esplicative per un corretto inserimento dei dati.

Ad ogni tipologia di danno riscontrato si associa il meccanismo attivatosi e nella casella d'incrocio tra il meccanismo ed il danno si indica il livello di danno accertato (1 = leggero, 2 = medio/grave, 3 = gravissimo/crollo).

Nelle caselle in grigio poste in prima riga, al di sotto delle tipologie di danno, si indica il livello di diffusione di quel danno sull'intero edificio utilizzando la stessa gradazione descritta in precedenza.

Nella facciata successiva, indicata come 3.1, sono stati inseriti alcuni spazi per consentire ai rilevatori di riportare eventuali note e commenti sui meccanismi rilevati.

Sezione N. 4

Questa sezione, nella quale vengono descritte le tipologie dei lavori strutturali ed i relativi costi, è probabilmente la parte più laboriosa della SRP in quanto per la sua compilazione il rilevatore deve analizzare nel dettaglio sia gli elaborati tecnici e sia la parte del computo metrico dei lavori strutturali di progetto.

Nella parte alta della facciata sono indicate, mediante un codice ed una breve descrizione, le principali categorie di interventi strutturali individuate (che possono anche essere implementate dai compilatori nel corso dell'analisi dei progetti).

A seguire sono state inserite due tabelle:

- Tab. 4.1 per il riepilogo dei costi per gli interventi strutturali;
- Tab. 4.2 per il riepilogo dei costi per gli interventi strutturali a danno zero (interventi di miglioramento sismico);

a fondo pagina vi sono delle note esplicative, integrate da un esempio grafico allegato alla scheda (Allegato 1 alla sez. 4).

Sezione N. 5

Tale sezione non viene elaborata dai compilatori in quanto in essa viene semplicemente copiato il quadro riepilogativo dei costi degli interventi e del contributo riportato nella scheda STAP.

Della scheda SRP (Allegato B) sono parte integrante i seguenti allegati:

Allegato 1 alla sezione n. 3: descrizione dei danni alle strutture

Allegato 2 alla sezione n. 3: correlazioni danni-meccanismi

Allegato 1 alla sezione n. 4: esempio esplicativo per la compilazione delle tabelle 4.1 e 4.2

Allegato C: Abaco dei meccanismi e dei danni su edifici in muratura (MEDEA nov./2002)

3.2 PROTOCOLLO PROCEDURE, ESAME DEI PROGETTI E COMPILAZIONE DELLA SCHEDA SRP

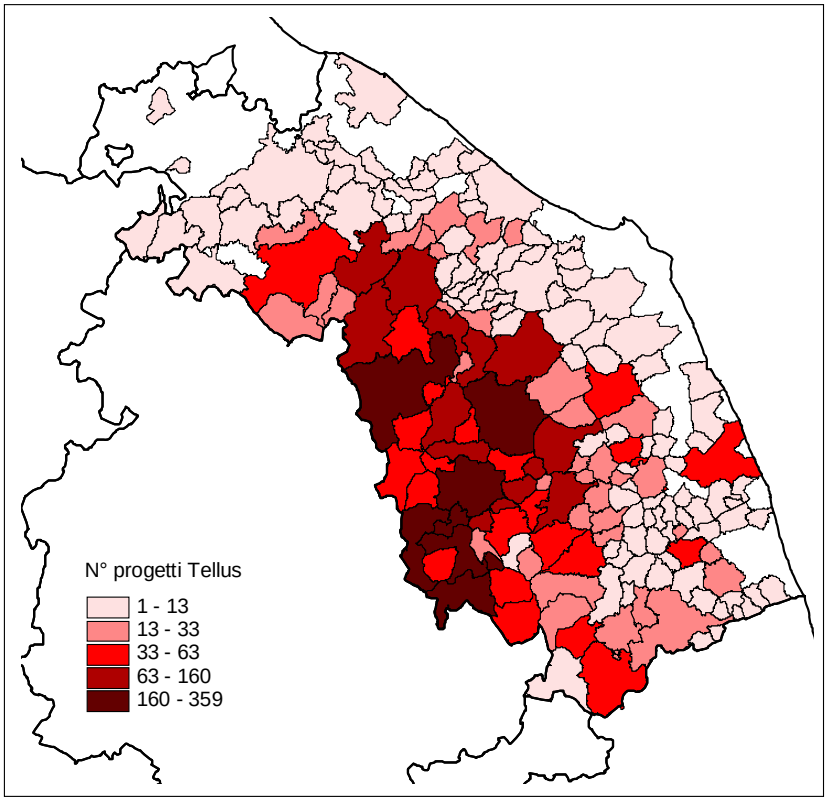
Come già accennato nella parte introduttiva sono stati scelti gli edifici ricadenti nei Comuni dove, secondo i dati elaborati dal SSN-GNDT-INGV e forniti dal Servizio Sismico Nazionale, è stata valutata una intensità sismica I >= 6,5 in almeno una località degli stessi Comuni. Tale scelta è stata dettata dalla esigenza che gli edifici esaminati avessero un danneggiamento significativo per rendere possibile e significata la valutazione delle correlazioni danno-meccanismo.

L'esame dei progetti è stato pertanto affidato ad un gruppo di lavoro composto da 3 tecnici del luogo assunti a contratto. La compilazione delle schede SRP (Scheda Rilevamento Progetto) dei progetti campionati è stata effettuata presso gli uffici decentrati di Muccia (MC) dove sono stati archiviati i progetti della provincia di Macerata e dei comuni coinvolti.

La mappa che segue mostra il numero di edifici per comune del data base Tellus.

La tabella e le mappe successive mostrano i comuni con Intensità MCS >= 6.5 e quelli interessati dal rilievo.

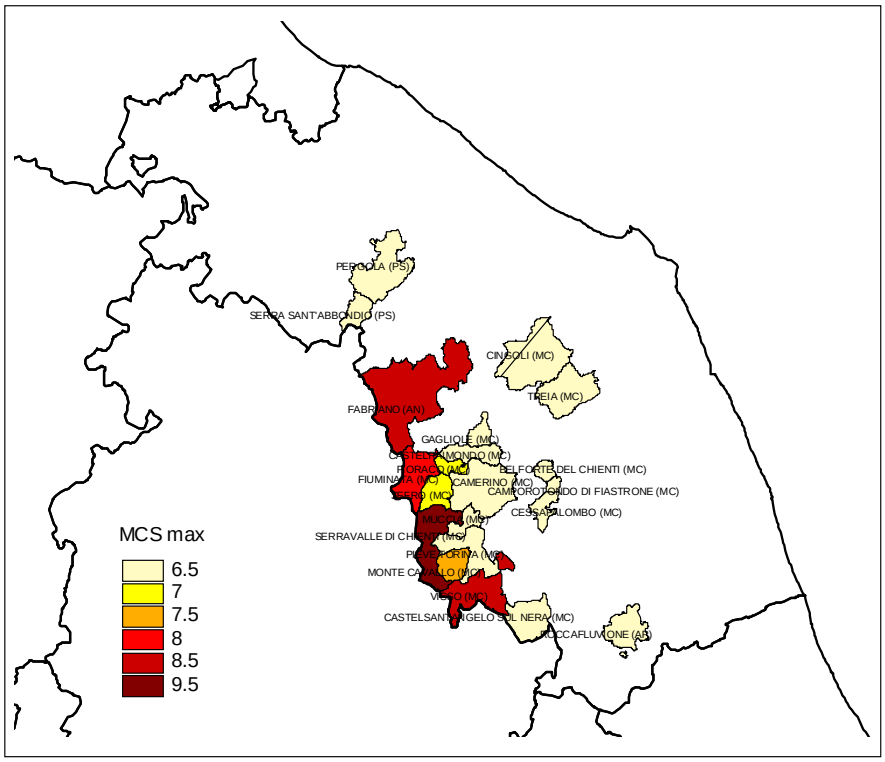
Numero di edifici per Comune con progetti di intervento, risultanti dal data-base "Tellus", a seguito della revisione effettuata ai fini della ricerca.



N°	REGIONE	PROVINCIA	COMUNE	Codice ISTAT	MCS Min e Max	Rilevato
1	Marche	Ancona	Fabriano	042017	65 - 85	NO
2	Marche	Ascoli Piceno	Roccafluvione	044064	65	NO
3	Marche	Macerata	Belforte del Chienti	043004	65	SI
4	Marche	Macerata	Camerino	043007	65	SI
5	Marche	Macerata	Camporotondo di Fiastrone	043008	65	SI
6	Marche	Macerata	Castelraimondo	043009	65	SI
7	Marche	Macerata	Castelsantangelo sul Nera	043010	65	SI
8	Marche	Macerata	Cessapalombo	043011	65	SI
9	Marche	Macerata	Cingoli	043012	65	SI
10	Marche	Macerata	Fiuminata	043019	65 - 80	SI
11	Marche	Macerata	Gagliole	043020	65	SI
12	Marche	Macerata	Monte Cavallo	043027	65 - 75	SI
13	Marche	Macerata	Muccia	043034	65	SI
14	Marche	Macerata	Pieve Torina	043038	65	SI
15	Marche	Macerata	Pioraco	043039	70	SI
16	Marche	Macerata	Sefro	043050	70	SI
17	Marche	Macerata	Serravalle di Chienti	043052	65 - 95	SI
18	Marche	Macerata	Treia	043054	65	SI
19	Marche	Macerata	Visso	043057	65 - 85	SI
20	Marche	Pesaro Urbino	Pergola	041043	65	NO
21	Marche	Pesaro Urbino	Serra Sant' Abbondio	041061	65	NO

Fig. 3.1- Numero di edifici per Comune con progetti di intervento, risultanti dal data-base Tellus

Comuni con Intensità macrosismica MCS risentita >= 6.5, considerati per la selezione degli edifici oggetto dell'indagine.



Edifici con progetti di intervento esaminati e loro distribuzione nei rispettivi Comuni

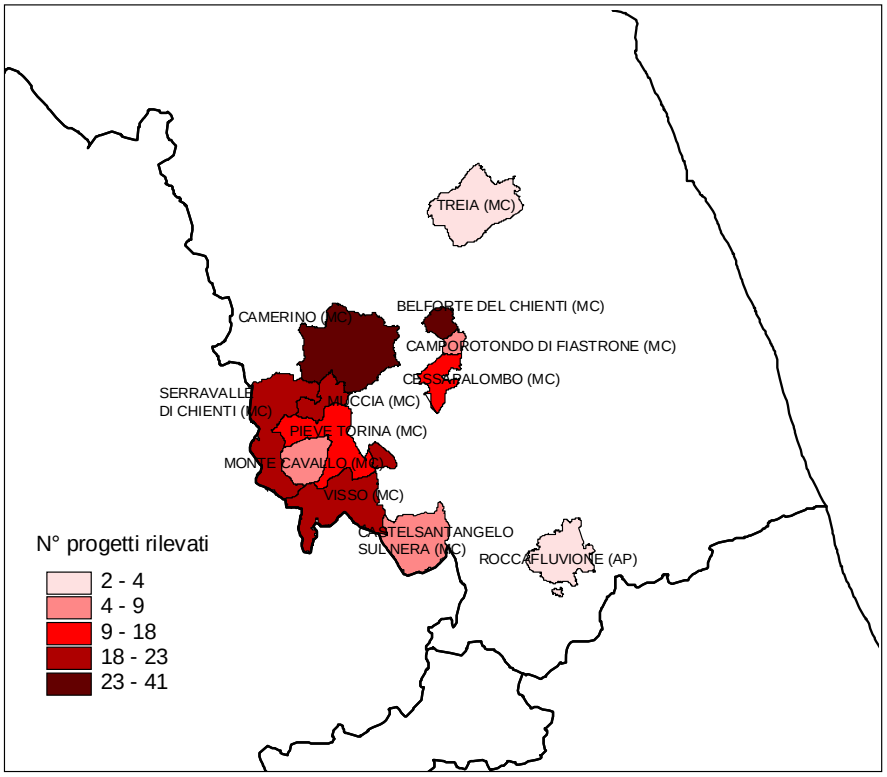
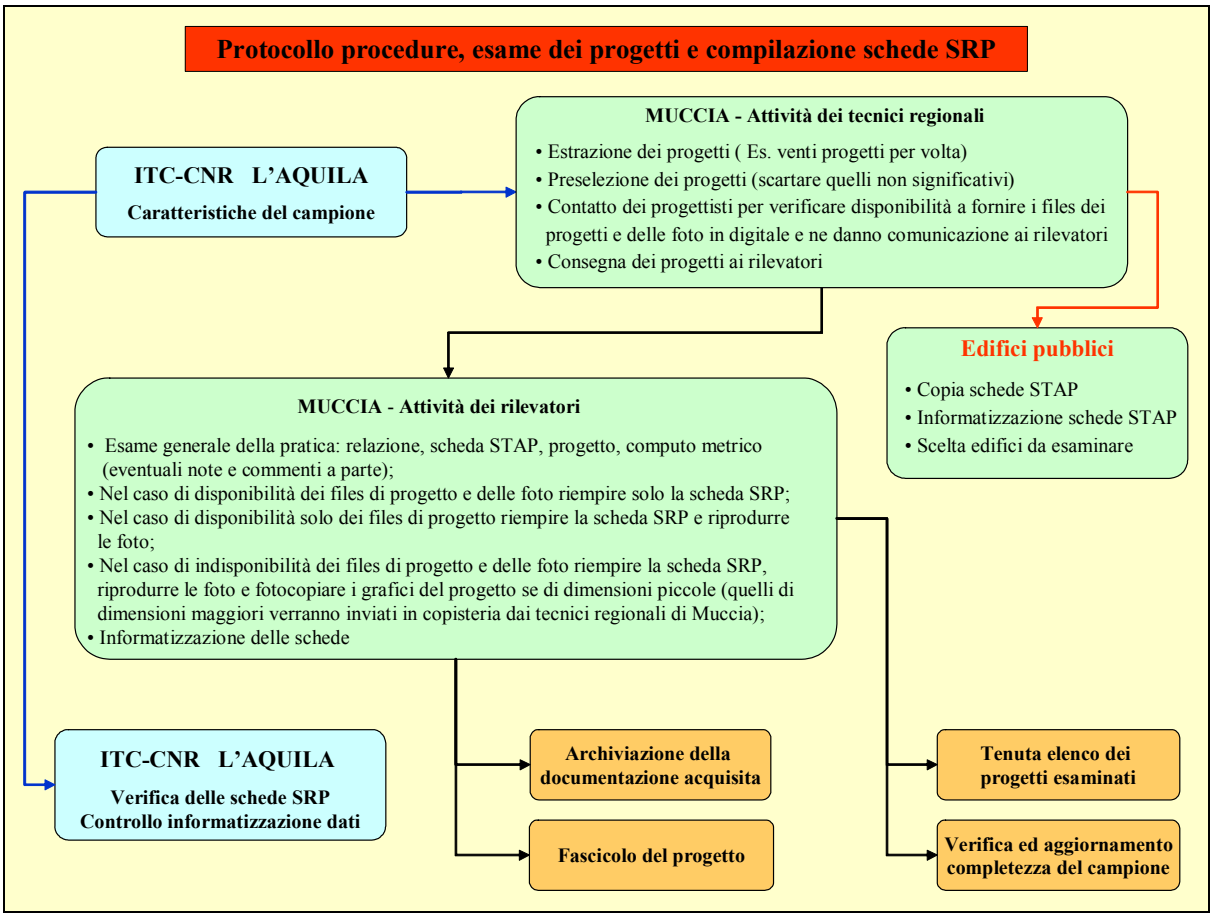


Fig. 3.2- Comuni con Intensità MCS >= 6.5 e Comuni interessati dal rilievo

L'organizzazione del rilevamento dati è sinteticamente riportata nello schema sottostante.



Complessivamente le schede compilate sono state 202, elencate sinteticamente nell'Allegato D, ma nelle elaborazioni ne sono state utilizzate 201.

Al riguardo occorre precisare che il numero complessivo di progetti esaminati è stato notevolmente superiore in quanto è stato necessario effettuare preliminarmente un esame qualitativo degli elaborati, soprattutto in merito alla illustrazione del danneggiamento, esaminando nel dettaglio la relazione tecnica descrittiva, la rappresentazione grafica e la documentazione fotografica allegate ai progetti.

Tutte le schede di rilievo dei progetti sono state catalogate ed archiviate e successivamente sono state informatizzate utilizzando uno specifico programma di caricamento appositamente predisposto .

I dati rilevati sono stati successivamente agganciati al data base TELLUS della Regione Marche per poter effettuare confronti ed analisi su tutti i progetti di riparazione presentati ai sensi della ex L. 61.

3.3 ACQUISIZIONE PROGETTI EDILIZIA PRIVATA ED ESTRAPOLAZIONE DATI

Contemporaneamente al lavoro di schedatura, tramite l'interessamento diretto dei collaboratori della Regione Marche, si è operato in collaborazione con i tecnici estensori dei progetti per acquisire i files del maggior numero possibile dei progetti esaminati in modo da facilitare il lavoro di elaborazione dati.

Complessivamente sono stati acquisiti, ordinati e censiti gli elaborati di 126 progetti (la maggior parte di essi informatizzati) con allegata relazione tecnica illustrativa, rilievo fotografico e stato di fatto dell'edificio. Al riguardo è doveroso ringraziare i progettisti per la collaborazione offerta.

Particolarmente utile è risultata essere la documentazione fotografica a corredo dei progetti, in quanto le immagini fotografiche dello stato di fatto sono, naturalmente, un elemento insostituibile per la valutazione "*a distanza*" dei danni e dei relativi meccanismi attivati.

I progetti informatizzati acquisiti sono stati catalogati ed esaminati e, sulla base delle indicazioni scaturite dalle riunioni effettuate nell'ambito del gruppo di lavoro CNR, UNIVAQ e REGIONE MARCHE, è stata effettuata la standardizzazione delle informazioni per la costruzione del repertorio grafico delle correlazioni danno meccanismo.

Successivamente per la migliore rappresentazione grafica del danno, dei meccanismi attivati o attivabili e delle tipologie costruttive delle strutture portanti degli edifici è stata adottata la metodologia illustrata nel Capitolo 5 e riportata nell'Allegato E.

Parte integrante dell'Allegato E è la legenda adottata per meglio rappresentare, oltre ai danni alle strutture verticali e orizzontali, anche i meccanismi di danno presenti e i livelli di danno.

3.4 ACQUISIZIONE DATI EDIFICI PUBBLICI

Relativamente agli *edifici pubblici* è stato raccolto e informatizzato un campione di 23 schede STAP. Per il caricamento dei dati è stato predisposto uno specifico software in quanto le schede STAP di tali edifici non erano state informatizzate. Anche per gli edifici pubblici sono stati presi in considerazione solo quelli ricadenti nei Comuni dove, secondo i dati elaborati dal SSN-GNDT-INGV e forniti dal Servizio Sismico Nazionale, è stata valutata una intensità sismica "I" pari o maggiore a 6,5 in almeno una località degli stessi Comuni.

4 ANALISI DELLE CARATTERISTICHE TIPOLOGICHE, DI VULNERABILITÀ E DANNO DEGLI EDIFICI

L.Corazza, A. Mannella, A. Martinelli, A. Petracca, G. Petrucci

4.1 EDIFICI RESIDENZIALI DEL DATA BASE "TELLUS"

Le elaborazioni illustrate nel presente capitolo sono relative ai dati contenuti nella banca-dati TELLUS della Regione Marche e in particolare a quelli inviati dai progettisti tramite le schede *STAP-61* associate ai progetti di riparazione degli edifici danneggiati dal sisma.

Il numero di edifici esaminati, come già indicato nel paragrafo 1.2, **è di 5.218**.

Naturalmente, per le finalità della ricerca, lo studio è stato indirizzato prevalentemente ai **4.833 edifici in muratura** tralasciando per le elaborazioni di dettaglio gli edifici in c.a., quelli in acciaio e quelli a struttura mista.

Nei successivi paragrafi vengono analizzati i dati raccolti con la scheda SRP (scheda di rilevazione del progetto) per un **campione di 201 edifici**, integrati dalle informazioni estrapolate dagli **elaborati progettuali di 126 edifici** forniti dai progettisti ed utilizzati per la rilevazione dei meccanismi di danno e le correlazioni tra vulnerabilità-danno.

4.1.1 Tipologia costruttiva

Strutture verticali

La distribuzione della tipologia delle strutture verticali, riportata in fig. 4.1, mette in evidenza la predominanza degli edifici con muratura a sacco che rappresentano circa il 45% del totale; a seguire le classi più numerose sono quelle degli edifici di muratura in pietra sbozzata e in mattoni.

Si può anche notare che le murature di cattiva qualità (A, B, C, D, E, F) complessivamente raggiungono circa il 70% dell'intera popolazione degli edifici oggetto di intervento.

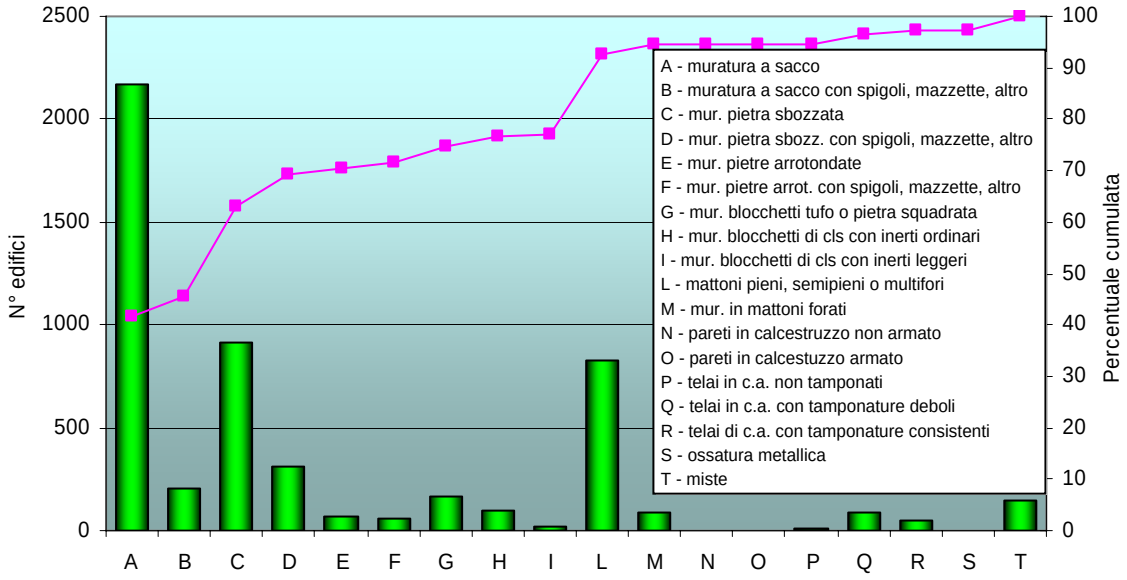


Fig. 4.1- Tipologia della struttura verticale degli edifici in numero e percentuale cumulata

Strutture orizzontali

Premesso che dalle analisi dei dati delle strutture orizzontali sono esclusi gli edifici ad un piano (alcune centinaia) in quanto in essi l'unico orizzontamento presente coincide con la copertura, in fig. 4.2 vediamo che è netta la predominanza dei solai in legno, con o senza catene, che rappresentano circa il 58% del totale. Abbastanza numerosi, circa il 7 %, sono anche i solai in putrelle e voltine o tavelloni.

La presenza di volte (F,G,H,I), invece, è molto limitata e circa il 30% degli edifici presenta solai di sostituzione in calcestruzzo armato in molti casi di tipo "*varese*".

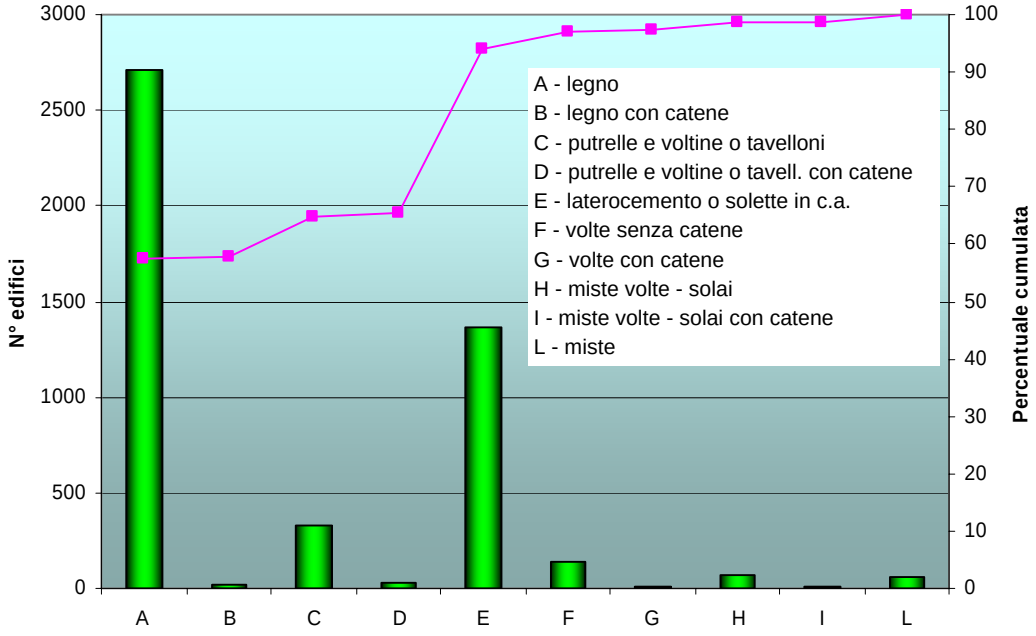


Fig. 4.2 - Tipologia della struttura orizzontale degli edifici, in numero e percentuale cumulata

Classi tipologiche

Concordemente con le frequenze precedenti, incrociando la tipologia delle strutture verticali prevalenti con quella delle strutture orizzontali prevalenti, dal grafico di fig. 4.3 si osserva che la classe della muratura a sacco associata ai solai in legno è nettamente la più numerosa. I solai in legno sono associati abbastanza frequentemente alla muratura in pietra sbozzata, alla muratura a sacco o in pietra sbozzata con spigoli, mazzette ed altro ed a quella in mattoni semipieni o multifori.

Alle stesse tipologie di muratura spesso sono associati anche ai solai in laterocemento di tipo pesante (probabilmente di sostituzione) e più raramente quelli in putrelle e voltine.

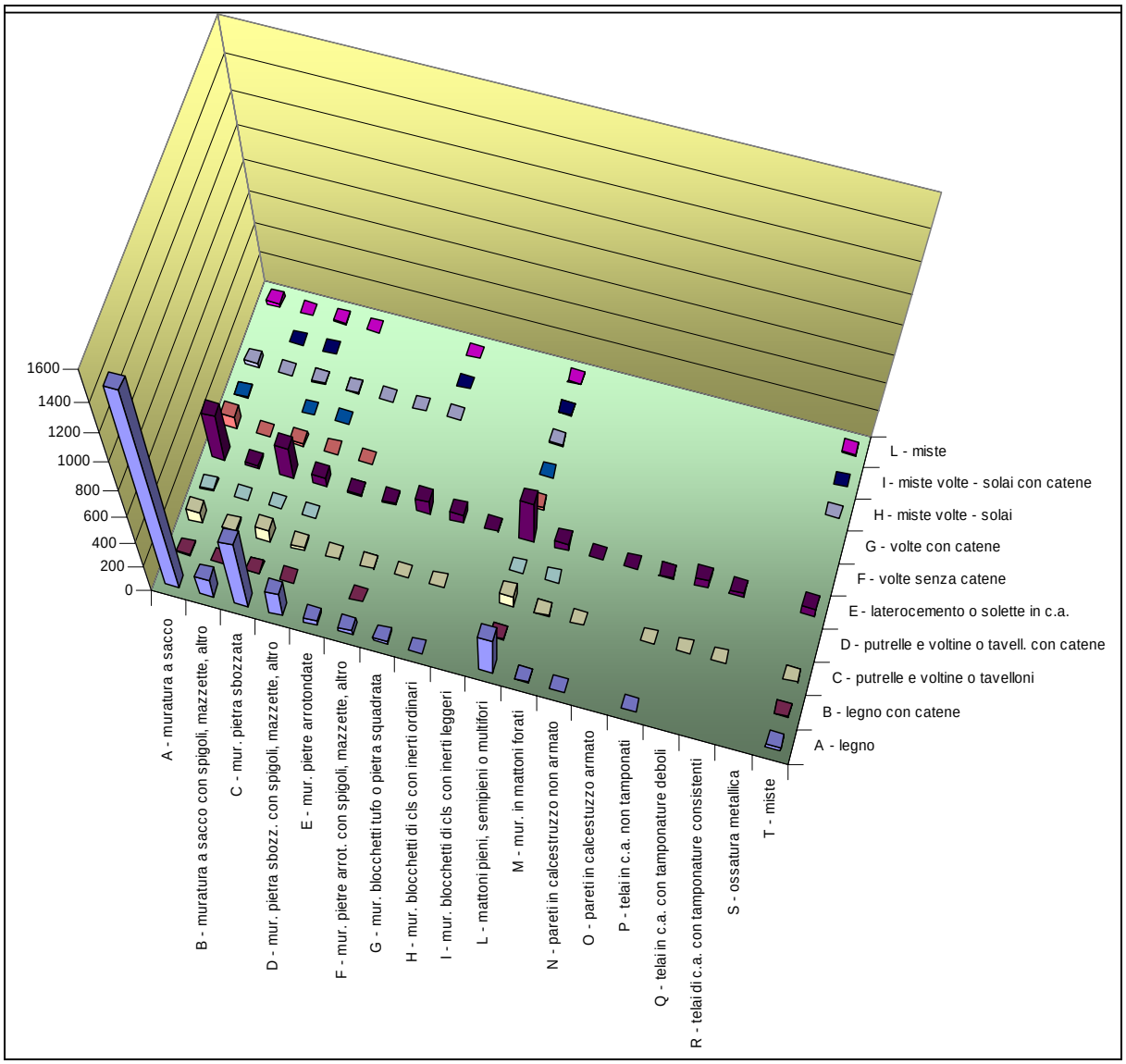


Fig. 4.3 - Edifici per tipologia verticale ed orizzontale prevalente

Copertura

Nella scheda di 2° livello GNDT, per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici in muratura, la copertura è considerata come orizzontamento "privilegiato" in quanto la presenza di spinte non equilibrate genera spesso, a seguito dell'azione sismica, rilevanti danni strutturali.

Se analizziamo le caratteristiche dei solai di copertura degli edifici in esame, riportate nei grafici sottostanti di fig. 4.4 e fig. 4.5, vediamo come la maggior parte di essi sono non spingenti o poco spingenti.

Predominano nettamente le coperture in legno (circa il 70%) e abbastanza frequenti sono quelle in c.a. (circa il 25%).

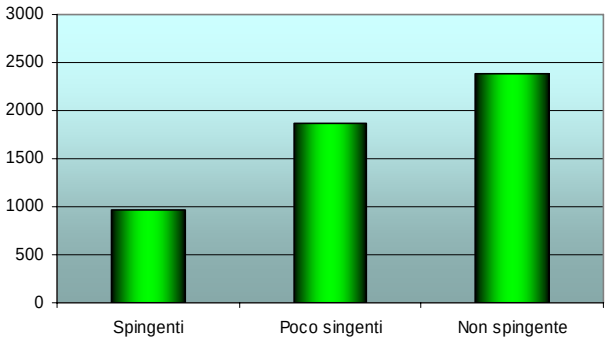


Fig. 4.4 - Presenza di spinte nelle coperture

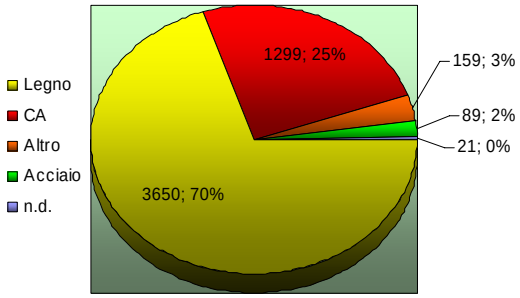


Fig. 4.5 - Tipologia costruttiva delle coperture

Nel grafico seguente di fig. 4.6 è stata rappresentata la presenza di spinte sulle coperture raggruppate nelle quattro tipologie strutturali principali. Possiamo notare che in tutte le tipologie di copertura sono predominanti quelle non spingenti o poco spingenti pur essendo non trascurabile il numero di coperture spingenti.

Nel grafico di fig. 4.7 sono state esaminate le tipologie delle strutture verticali di quegli edifici in muratura in cui è presente una copertura in c.a; si evince che nel 56% dei casi sono state realizzate coperture pesanti su muratura "*cattiva*" (di tipo A, B, C, D, E, F). Questo potrebbe giustificare i notevoli danni riscontrati anche su edifici con coperture non spingenti.

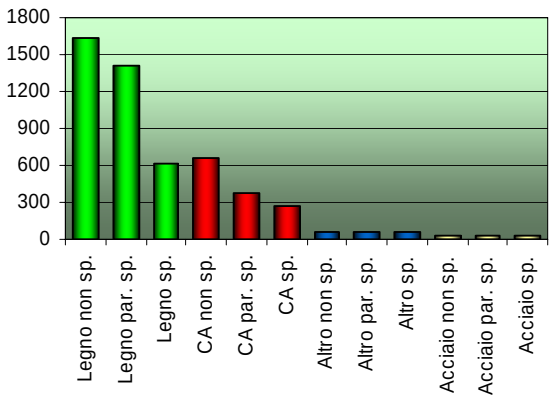


Fig. 4.6 - Tipologia della copertura

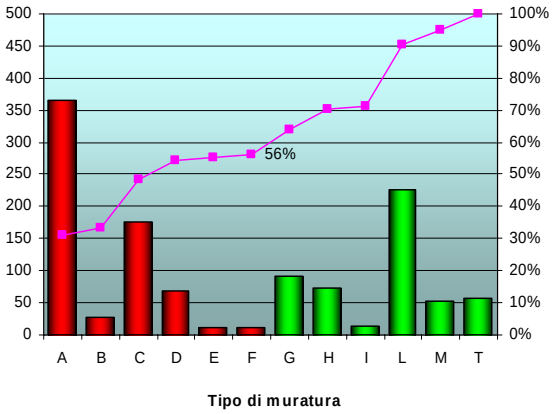


Fig. 4.7 - Correlazione coperture in c.a. e murature

Nel grafico sottostante è stato evidenziato il livello di danneggiamento delle strutture verticali dell'ultimo livello, indicato nelle schede SRP, con la tipologia di copertura indicata dai progettisti nella STAP.

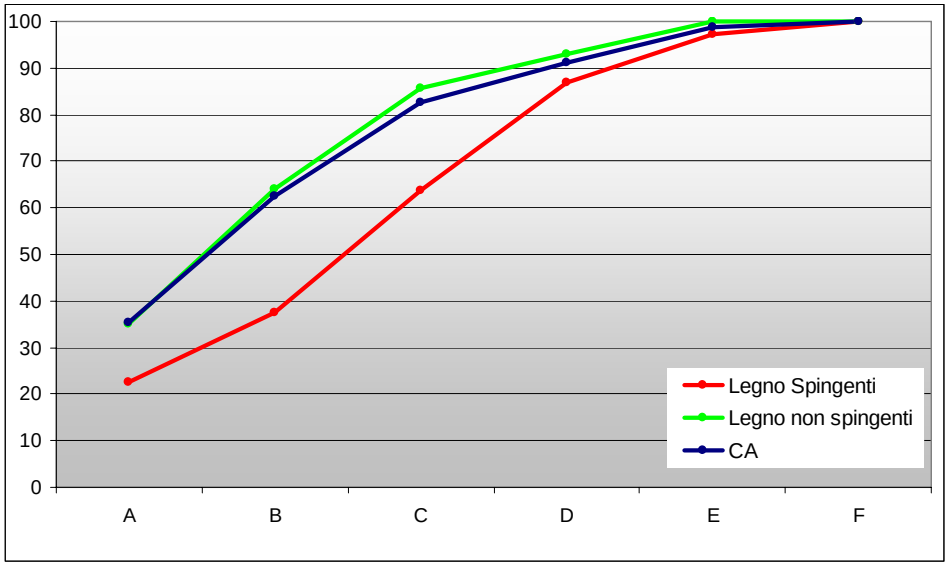


Fig. 4.8 - Confronto tra il livello di danneggiamento e il tipo di copertura presente.

Numero di piani

Sulla scheda STAP non sono indicati in maniera esplicita né il numero di piani totali dell'edificio, né il numero di piani fuori terra ed il numero di piani interrati. Sono solo presenti in due sezioni distinte della scheda delle indicazioni che possono fornire in modo approssimato il numero di piani dell'edificio:

- nella sezione "*Scheda 2 Stato di fatto dell'edificio*" è presente una tabella in cui è codificata la tipologia delle strutture verticali, orizzontali e delle scale dell'edificio per ogni piano dello stesso;
- nella sezione "*Verifica vulnerabilità – danno per la determinazione dei livelli di costo massimo ammissibili a contributo"* sono riportate tutte le informazioni che permettono di calcolare il parametro C dei piani dell'edificio.

Già da un primo controllo è emerso che il numero di piani totali desunti dalle informazioni riportate in *Scheda 2* non sempre corrisponde al numero di piani totali desunti dalla sezione in cui sono riportati i dati per la determinazione del parametro C. Non avendo altri dati a disposizione è stata sempre privilegiata l'informazione associata al parametro C, anche perchè comprendente alcuni parametri geometrici molto importanti come la superficie di piano, le aree di muratura resistente, ecc.

Per quanto riguarda l'indicazione dell'altezza di interpiano è da segnalare un errore frequentemente commesso dai progettisti, errore illustrato in dettaglio nella sezione dove viene descritto in che modo è stato ricalcolato il coefficiente C. Questo errore si ripercuote anche sulla possibilità di determinare in maniera univoca il volume dell'edificio, che in mancanza di altri dati è stato calcolato moltiplicando la superficie di piano per il valore del parametro h.

Da un controllo a campione effettuato sul database dei 201 edifici è emerso che spesso i tecnici non hanno calcolato il valore di C per il piano di sottotetto e per i piani che non presentano un'altezza significativa. Purtroppo a causa delle limitazioni appena illustrate non è possibile risalire alla presenza o meno del piano di sottotetto per gli edifici del database STAP, quindi è stato implementato un algoritmo che in funzione del valore assegnato al parametro h esclude dal computo del numero di piani il piano di sottotetto, quando ha un'altezza media tale da renderlo non essere utilizzabile.

In definitiva attraverso una serie di elaborazioni sui dati disponibili è stato indicato il numero di piani *"utilizzabili"* dell'edificio, ovvero il numero di piani significativi sia dal punto di vista strutturale che dell'utilizzo del piano stesso e non il numero di piani totali, a causa delle incertezze sulla presenza o meno del sottotetto e di altri eventuali piani bassi non riportati dai progettisti. A partire dal numero di piani utilizzabili, sfruttando le indicazioni sull'altezza di interpiano e sulle altezze massime e minime fuori terra in gronda dell'edificio, è stato possibile stimare il numero di "piani utilizzabili fuori terra" dell'edificio.

Si precisa che si considerano piani fuori terra tutti i piani dell'edificio che sono utilizzabili e quindi caratterizzati da un'altezza di interpiano tale da consentire un uso ordinario e che risultano fuori terra per più della metà della sezione trasversale.

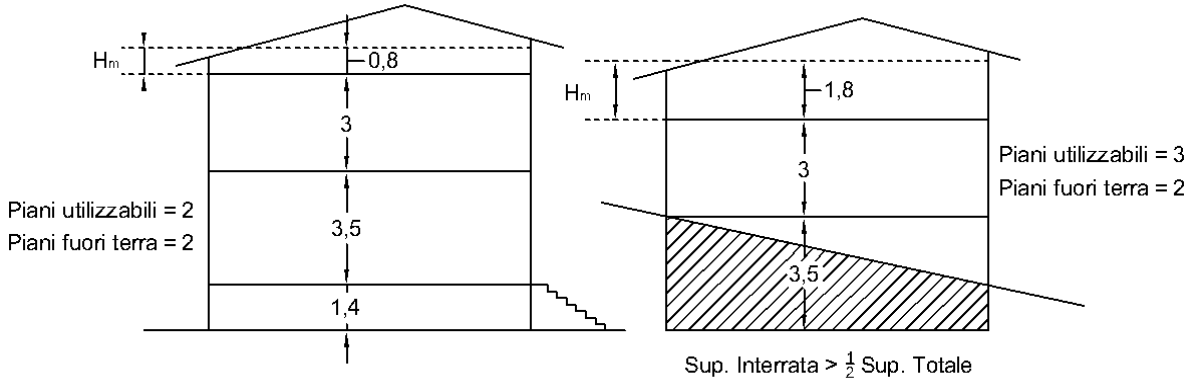


Fig. 4.9 - Illustrazione delle convenzioni utilizzate nella descrizione dell'edificio

Le rappresentazioni grafiche relative al N° di piani ci mostra che l'88% degli edifici (fig. 4.10) presenta al massimo 3 piani e la curva dei soli piani fuori terra risulta praticamente traslata di un piano, proprio per la presenza di piani interrati (fig. 4.11).

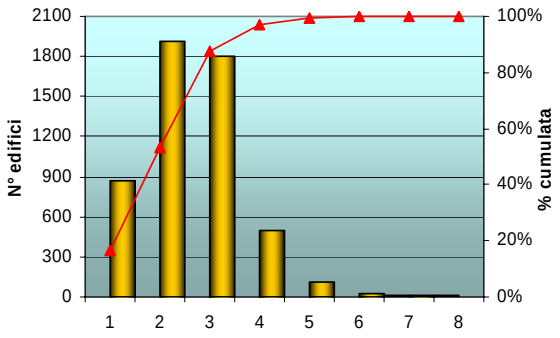


Fig. 4.10 - Distribuzione dei piani totali

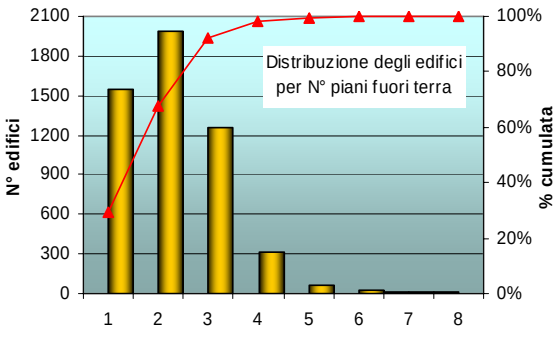


Fig. 4.11 - Distribuzione dei piani fuori terra

Epoca costruttiva

Tenuto conto che in un 15% dei casi non risulta indicata l'epoca di costruzione notiamo che la classe più numerosa, circa il 55 % degli edifici, è rappresentata dagli edifici costruiti prima del 1919 ed un altro 20% risulta costruito nel periodo fra il 1919 ed il 1960.

Gli edifici costruiti dopo il '61 sono solamente il 13% del totale.

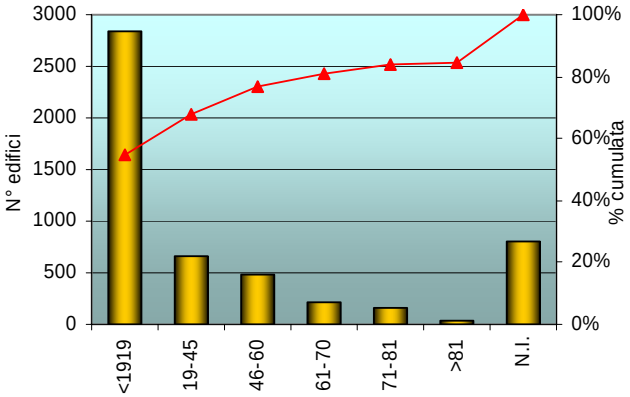


Fig. 4.12 - Epoca costruttiva

Età ultimo intervento

Un'analisi molto significativa da tener conto nella valutazione del danno sismico è quella relativa alla realizzazione di interventi sugli edifici (fig. 4.13) e al tipo di intervento eseguito (fig. 4.14).

Nel 72% circa dei casi non abbiamo l'informazione ma, per deduzione, possiamo affermare che su tali edifici quasi sicuramente non è stato eseguito alcun tipo di intervento.

Per i 1.437 edifici oggetto di intervento (la cumulata del grafico sottostante è relativa al totale di tali edifici) vediamo che in circa il 60% di essi è stata effettuata solo manutenzione ordinaria o straordinaria e in circa il 19% è stata effettuata la ristrutturazione. Il miglioramento o l'adeguamento sismico è stato eseguito solo su pochissimi edifici, circa il 2%.

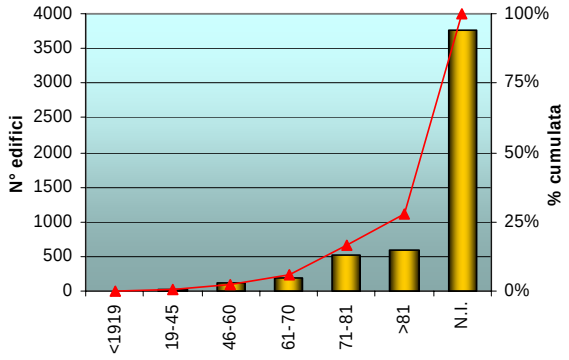


Fig. 4.13 - Età ultimo intervento

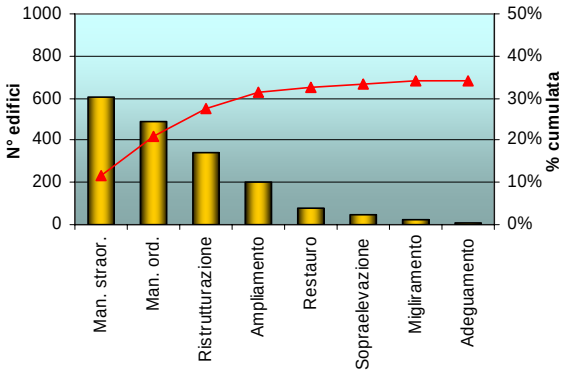


Fig. 4.14 - Tipo ultimo intervento

4.1.2 Vulnerabilita'

Per il calcolo dell'indice di vulnerabilità $\mathbf{I_V}$ degli edifici è stato seguito il metodo di valutazione della scheda classica di 2° livello GNDT (scheda Benedetti-Petrini, 1984) adattato, naturalmente, alle informazioni ricavabili dalla STAP-61.

Nella procedura del GNDT l'indice $\mathbf{I_V}$ si determina mediante la valutazione di 11 parametri ritenuti rappresentativi per dare indicazioni sulla propensione dell'edificio a subire danni per effetto di un evento sismico. Ad ogni parametro viene associata una classe A, B, C, D (dalla migliore alla peggiore) in modo da poter costruire un indice numerico attribuendo un punteggio (a volte diverso da parametro a parametro) ad ogni classe e dei pesi ai singoli parametri in funzione delle loro caratteristiche e dell'incidenza sulla stima della vulnerabilità dell'edificio.

Per l'attribuzione delle classi, oltre ai dati del data base regionale direttamente utilizzabili o confrontabili con le indicazioni della scheda GNDT, sono state utilizzate le informazioni sulle "*Carenze Strutturali Gravi*" che, secondo le direttive tecniche richieste dalla legge n. 61/1998 emanata a seguito dell'evento iniziato il 23/IX/1997, consentivano di definire il livello di vulnerabilità a cui associare, insieme al danno, il corrispondente livello di contributo.

Tali *Carenze Strutturali Gravi* (CSG) nelle direttive tecniche sono così definite:

- CSG = 1 carenza di resistenza della muratura dovuta a cattiva qualità dei materiali costituenti o a mancanza di collegamento tra i parametri o a presenza di murature portanti forate, con percentuale di vuoti superiore al 70% ed estesa per oltre il 30% delle superfici resistenti ad uno stesso livello.
- CSG = 2 murature portanti insistenti in falso su solai, in percentuale superiore al 10% del totale anche ad un solo livello.
- CSG = 3 irregolarità di geometria in pianta di forte entità (distanza, nella direzione più sfavorevole, tra baricentro delle rigidezze e risultante delle forze sismiche agenti in quella direzione superiore al 20% della dimensione massima dell'edificio nella direzione ortogonale).
- CSG = 4 irregolarità della maglia muraria in elevazione (aumento superiore al 30% della rigidezza e/o resistenza passando da un livello a quello soprastante)
- CSG = 5 coperture realizzate con orditura principale priva di collegamento trasversale (ad esempio i tetti realizzati con travetti in c.a. e tabelloni, senza caldana e, spesso, senza cordoli).

Il procedimento utilizzato per la valutazione degli 11 parametri di vulnerabilità e quindi per la costruzione dell'indice di vulnerabilità $\mathbf{I_V}$ è descritto nei paragrafi seguenti.

Nella tabella sottostante si illustra la corrispondenza tra i fattori che determinano il comportamento sismico degli edifici in muratura e gli elementi di valutazione della scheda GNDT.

FATTORE DI COMPORTAMENTO SISMICO		PARAMETRI – ELEMENTI DI VALUTAZIONE
1	***Funzionamento scatolare***	parametro **1** (tipo ed organizzazione del sistema resistente) parametro **9** (copertura)
2	***Resistenza delle pareti***	parametro **3** (resistenza convenzionale) parametro **2** (qualità del sistema resistente) parametro **11** (stato di fatto) parametro **6** (configurazione planimetrica) parametro **7** (configurazione in elevazione)
3	***Efficienza dei diaframmi***	parametro **5** (orizzontamenti) parametro **8** (distanza massima fra le murature) parametro **9** (copertura)
4	***Stabilità edificio-terreno***	parametro **4** (posizione edificio e fondazione)
5	***Comportamenti locali***	parametro **5** e parametro **9** (per la stabilità dei solai) parametro **10** (elementi non strutturali)

PARAMETRO 1: TIPO ED ORGANIZZAZIONE DEL SISTEMA RESISTENTE

Con tale parametro si valuta il funzionamento scatolare dell'organismo murario attraverso il rilievo della presenza di collegamenti ai piani e di ammorsature agli spigoli.

I campi della STAP che si prendono in considerazione sono:

A. *VULNERABILITA' DELL'EDIFICIO PRIMA DELL'INTERVENTO*
   - *L'edificio è stato costruito in accordo con la normativa sismica*
   - *L'edificio presenta cordoli e/o catene*
   - *Carenze di collegamento tra gli elementi strutturali*

B. *CARENZE STRUTTURALI GRAVI*
   - *(CSG0) Senza carenze strutturali gravi di nessun tipo*
   - *(CSG1) carenza di resistenza della muratura dovuta a cattiva qualità dei materiali costituenti o a mancanza di collegamento tra i parametri o a presenza di murature portanti forate, con percentuale di vuoti superiore al 70% ed estesa per oltre il 30% delle superfici resistenti ad uno stesso livello.*

Le classi vengono determinate nel seguente modo:

Classe A Edifici costruiti secondo la normativa sismica senza carenze strutturali gravi di nessun tipo (CSG0)
Classe B Edifici con cordoli o catene
Classe C Edifici senza carenza di collegamenti e senza carenza di tipo CSG1
Classe D Edifici con carenza di collegamenti

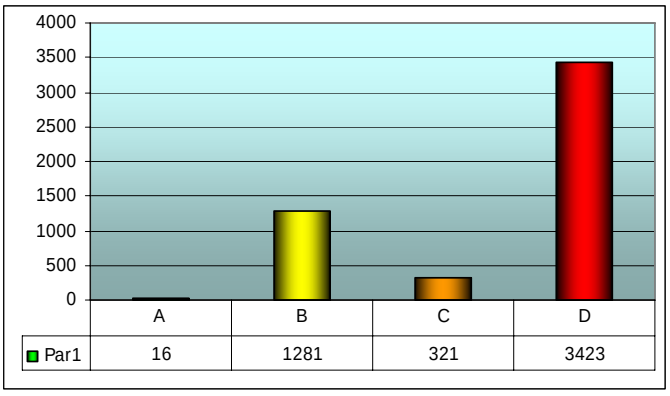


Fig. 4.15- Parametro 1: Distribuzione delle classi degli edifici

PARAMETRO 2: QUALITA DEL SISTEMA RESISTENTE

Per tale parametro è influente l'omogeneità e la tessitura muraria.

I campi della STAP che si prendono in considerazione sono:

A. *TIPOLOGIA DELLA MURATURA*
   - *Muratura buona (di tipo G,H,I,L,M)*
   - *Muratura cattiva (di tipo A,B,C,D,E,F)*

B. *CARENZE STRUTTURALI GRAVI*
   - *(CSG4) irregolarità della maglia muraria in elevazione (aumento superiore al 30% della rigidezza e/o resistenza passando da un livello a quello soprastante)*

C. *QUALITÀ ED EFFICENZA DELLA MALTA*

Le classi vengono determinate nel seguente modo:

Classe A Edifici con muratura buona e malta buona e senza CSG4

Classe B Edifici con muratura buona e malta buona con CSG4 oppure edifici con muratura buona e malta cattiva senza CSG4

Classe C Edifici con muratura buona e malta cattiva con CSG4 oppure edifici con muratura cattiva e malta buona senza CSG4

Classe D Edifici con muratura cattiva e malta cattiva con o senza CSG4

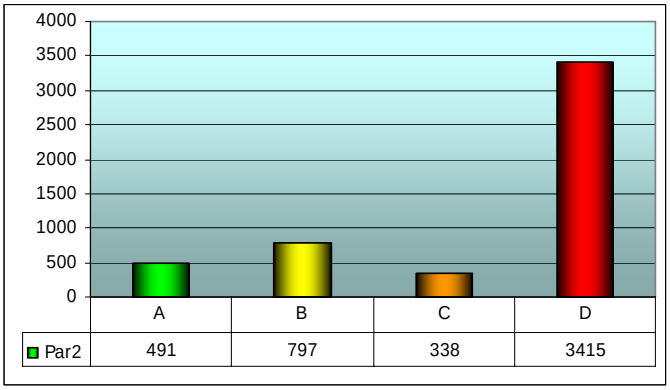


Fig. 4.16 - Parametro 2 - Distribuzione delle classi degli edifici

PARAMETRO 3: RESISTENZA CONVENZIONALE

Il parametro 3 è basato sul calcolo del coefficiente C che misura, attraverso un calcolo speditivo, la resistenza convenzionale dell'edificio in due direzioni perpendicolari delle strutture in elevazione con l'ipotesi di solaio infinitamente rigido e di pura traslazione dei piani in assenza di eccentricità in pianta (perfetto comportamento scatolare).

$$q = \frac{(A_x + A_y)hp_m}{A_t} + p_s \qquad C = \frac{a_0 \tau_k}{qN}\sqrt{1 + \frac{qN}{1.5 a_0 \tau_k (1+\gamma)}}$$

q = peso "medio" di un mq di piano dell'edificio

$$C = \frac{Fr}{W} = \frac{Forza\ resistente\ al\ piano\ di\ verifica}{Peso\ edificio\ al\ piano\ di\ verifica}$$

Nella scheda STAP si richiedeva al progettista il calcolo del coefficiente convenzionale C_{conv} per ogni piano dell'edificio; il C minimo dell'edificio è il coefficiente C minore tra quelli indicati per ogni piano dell'edificio.

Nell'effettuare il calcolo del C_{conv} una percentuale significativa di progettisti ha inserito per il coefficiente "*h*" l'altezza media d'interpiano del piano considerato, piuttosto che l'altezza media d'interpiano di tutti i piani dal piano di verifica in su, così come previsto nella scheda di 2° livello GNDT. Il coefficiente h, come riportato nella tabella sovrastante, contribuisce alla definizione del peso dell'edificio.

In linea generale nel calcolo del coefficiente C per gli edifici dotati di un sottotetto con altezza media minore dell'altezza media d'interpiano dei piani sottostanti, il coefficiente *h* viene sopravvalutato; per gli edifici in cui il piano considerato ha un'altezza d'interpiano maggiore di quella dei piani sovrastanti, il coefficiente *h* viene invece sottostimato. Tale errore, comunque, comporta una variazione del coefficiente C piuttosto contenuta; per i dati a disposizione si può stimare una differenza di valutazione del coefficiente C compresa tra il 5% ed il 12% circa. L'entità della variazione dipende dal numero di piani, dal peso della muratura e dei solai, e dalla differenza Δh tra il valore inserito e quello corretto.

Nel 7-10% circa del totale dei piani degli edifici è stato inserito un valore presumibilmente errato del peso della muratura o del peso del solaio. Tale errore, dovuto probabilmente ad una cattiva interpretazione delle unità di misura utilizzate comporta un errore nella determinazione del coefficiente C che può essere anche significativo per il piano considerato.

Analizzando il valore della τ_k utilizzato dai progettisti si nota che in alcuni casi sono stati utilizzati dei valori non rispondenti ai valori tabulati per le singole murature. Anche se volessimo considerare l'eventuale variazione della τ_k dovuta alla qualità della malta le differenze risultano ugualmente non plausibili.

Nei grafici della fig. 4.17 viene confrontata, per le diverse tipologie di murature, l'indicazione fornita dai progettisti sulla resistenza a taglio della muratura e sulla qualità della malta (buona o cattiva).

Le murature per le quali è stata indicata una malta cattiva sono comunque la grande maggioranza del campione, in quanto rappresentano circa l'86% del totale.

Tendenzialmente alle murature con malta cattiva corrisponde una minore resistenza a taglio, ma a prescindere dalla categoria della malta i valori sono comunque molto dispersi.

I valori sono espressi in percentuale.

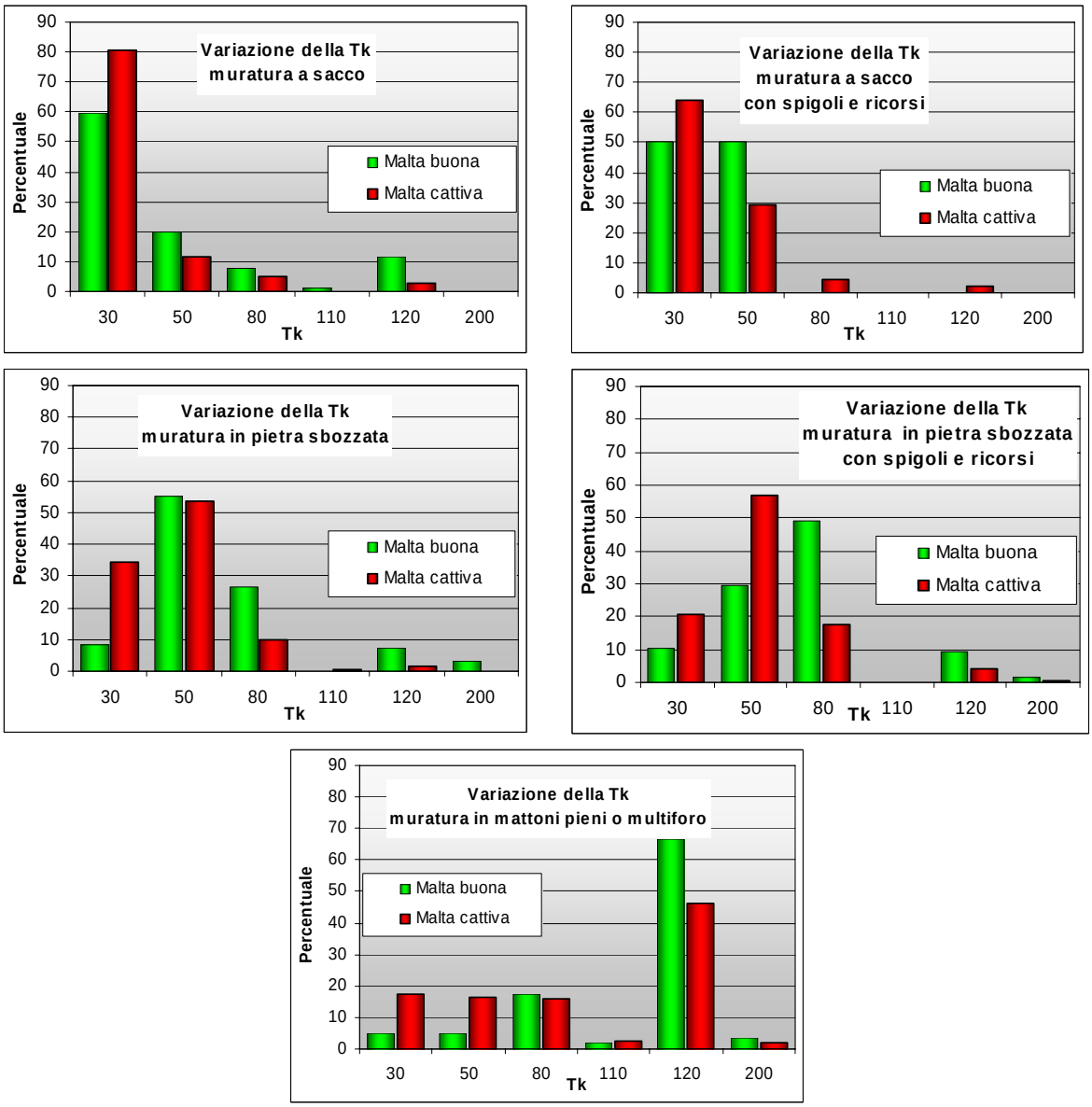


Fig. 4.17 - Analisi della resistenza a taglio in funzione della muratura e della qualità della malta

Ad esempio per la muratura a sacco il valore suggerito dal D.M. 2 luglio 1981 varia tra 20 e 40 in funzione della qualità della malta e della presenza di ricorsi estesi a tutto lo spessore della muratura.

Tali valori nella grande maggioranza dei casi sono stati rispettati ma, in alcuni casi, in numero non trascurabile, sono stati applicati valori della τ_k notevolmente superiori e non giustificabili.

Poiché il parametro 3 nel calcolo dell'indice di vulnerabilità ha un peso notevolmente superiore a quello degli altri parametri, tale da inficiare una corretta valutazione di tale indice si è deciso di ricalcolare il coefficiente C di piano correggendo i valori poco plausibili indicati dai progettisti per il peso specifico della muratura, per il peso dei solai e per il valore della resistenza a taglio τ_k.

Sono state rilevate anche alcune incongruenze dovute in parte alle cattiva interpretazione delle unità di misura.

I valori corretti utilizzati nel ricalcolare il coefficiente C sono indicati nelle tabelle sottostanti:

TIPOLOGIA DELLA MURATURA AL PIANO CONSIDERATO		Valore minimo reinserito τ_k	Valore massimo reinserito τ_k	Valore minimo controllato τ_k	Valore massimo controllato τ_k
A	a sacco	20	40	-	> 30
B	a sacco con ricorsi, spigoli, mazzette	26	50	-	> 30
C	in pietra sbozzata	39	70	-	> 50
D	in pietra sbozzata con ricorsi, mazzette, spigoli	50	80	-	> 50
E	in pietre arrotondate	20	50	-	> 30
F	in pietre arrotondate con ricorsi, mazzette, spigoli	26	60	-	> 50
G	blocchetti di tufo, pietra ben squadrata	50	130	-	> 80
H	blocchetti di calcestruzzo inerti pesanti	80	180	-	> 120
I	blocchetti di calcestruzzo inerti leggeri	80	180	-	> 120
L	mattoni pieni o multifori	50	80	< 80	-
M	mattoni forati > 45%	30	100	-	> 80
N	calcestruzzo non armato	50, 60	150	< 50	> 120
T	miste	80	120	-	>= 120

Tab. 4.1 - Valori corretti della τ_k utilizzati per il calcolo del coefficiente C

TIPOLOGIA PREVALENTE DELLA MURATURA		Valore reinserito kN/m^3	Valore minimo controllato kN/m^3	Valore massimo controllato kN/m^3
A	a sacco	19	< 16	> 22
B	a sacco con ricorsi, spigoli, mazzette	19	< 16	> 22
C	in pietra sbozzata	21	< 18	> 24
D	in pietra sbozzata con ricorsi, mazzette, spigoli	21	< 18	> 24
E	in pietre arrotondate	21	< 18	> 24
F	in pietre arrotondate con ricorsi, mazzette, spigoli	21	< 18	> 24
G	blocchetti di tufo, pietra ben squadrata	20	< 17	> 23
H	blocchetti di calcestruzzo inerti pesanti	19	< 16	> 22
I	blocchetti di calcestruzzo inerti leggeri	16	< 13	> 19
L	mattoni pieni o multifori	17	< 14	> 20
M	mattoni forati > 45%	14	< 11	> 17
N	calcestruzzo non armato	22	< 19	> 25
T	miste	20	< 11	> 25

Tab. 4.2 - Valori corretti del peso specifico della muratura

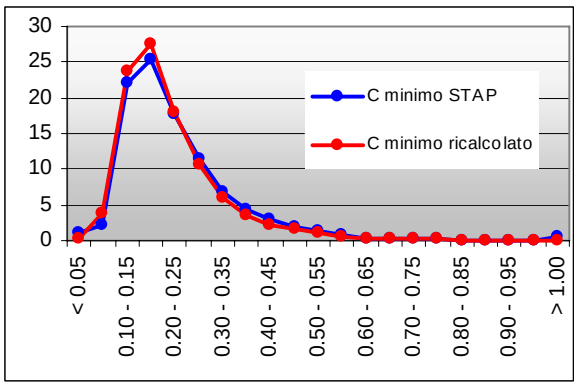
TIPOLOGIA PREVALENTE DEL SOLAIO		Valore reinserito kN/m^3	Valore minimo controllato kN/m^3	Valore massimo controllato kN/m^3
A	Legno	2	< 0.5	> 3.5
B	Legno con catene	2	< 0.5	> 3.5
C	Putrelle e voltine o tavelloni	3.5	< 1.5	> 5.5
D	Putrelle e voltine o tavelloni con catene	3.5	< 1.5	> 5.5
E	Laterocemento o solette in CA	4.5	< 2.5	> 7.5
F	Volte senza catene	6.5	< 3	> 9
G	Volte con catene	6.5	< 3	> 9
H	Miste volte – solai	5	< 2	> 8
I	Miste volte solai con catene	5	< 2	> 8
M	Legno spingente	2	< 0.5	> 3.5
N	Legno poco spingente	2	< 0.5	> 3.5
O	Legno a spinta eliminata	2	< 0.5	> 3.5
P	Laterocemento o solette in CA	4.5	< 2.5	> 7.5
Q	Acciaio spingente	3.5	< 1.5	> 5.5
R	Acciaio non spingente	3.5	< 1.5	> 5.5
S	Mista spingente	4.5	< 2.5	> 7.5
T	Mista non spingente	4.5	< 2.5	> 7.5

Tab. 4.3 - Valori corretti del peso specifico dei solai

Per la τ_k, se il valore assegnato dal progettista ricade tra i valori minimi o massimi della tabella sovrastante è stato mantenuto il valore, altrimenti è stato attribuito il minimo o il massimo a secondo della qualità della malta.

Si ribadisce che il valore di C preso in considerazione è il minore tra quelli indicati per ogni piano dell'edificio.

Le variazioni tra il C minimo da STAP ed il C minimo ricalcolato sono raffigurate nei grafici seguenti dai quali si evince che la distribuzione statistica del coefficiente C indicato sulla STAP è molto simile alla distribuzione statistica del coefficiente C ricalcolato. Le curve del C minimo da STAP, spostate a destra verso i valori più alti, indicano che generalmente la resistenza caratteristica degli edifici calcolata dai progettisti è sovrastimata.



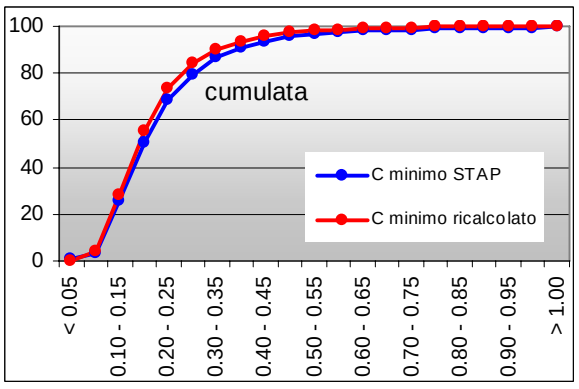


Fig. 4.18 - Confronto tra C minimo da STAP e C minimo ricalcolato

Nel grafico sottostante è rappresentata invece la differenza percentuale tra i valori del coefficiente C indicati sulla scheda STAP e i valori ricalcolati; nel 75% dei casi la differenza, minore del 20%, può essere considerata accettabile.

Naturalmente l'attenzione va focalizzata sui casi in cui tale differenza è più accentuata.

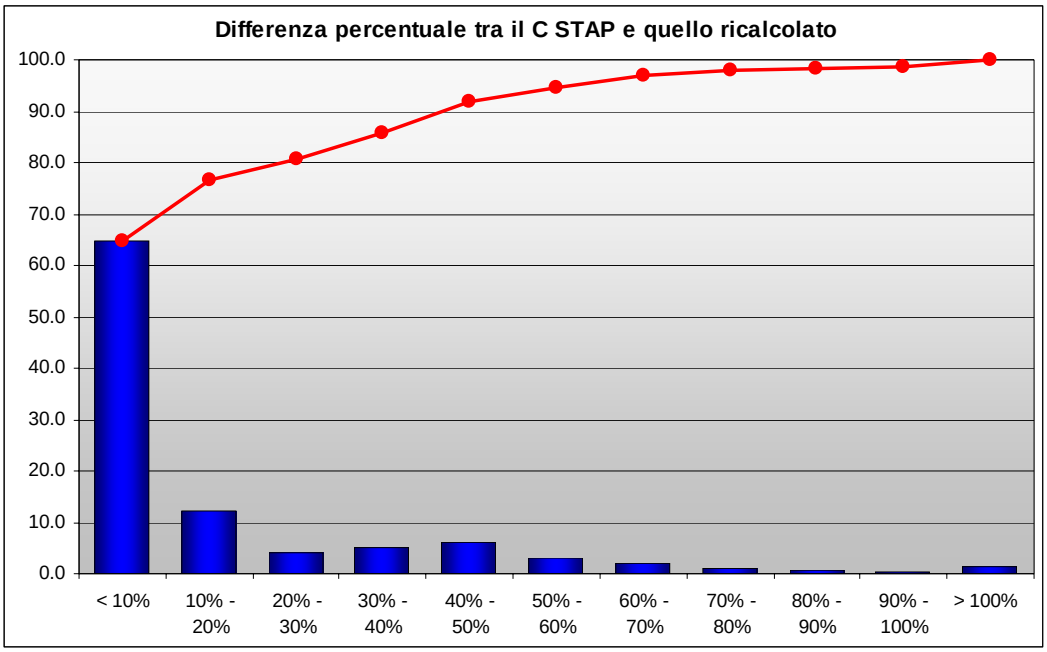


Fig. 4.19 - Differenza percentuale tra il C della STAP ed il C ricalcolato: in percentuale e cumulata.

Per la definizione del parametro 3 è stato preso, pertanto, in considerazione il C ricalcolato.

Non è stato possibile calcolare il parametro 3 per 157 edifici, generalmente per mancanza di dati.

Le classi vengono determinate nel seguente modo:

Classe A Edifici con valore di C >0,4

Classe B Edifici con valore di C compresi tra 0,24 e 0,40

Classe C Edifici con valore di C compresi tra 0,16 e 0,24

Classe D Edifici con valore di C <0,16

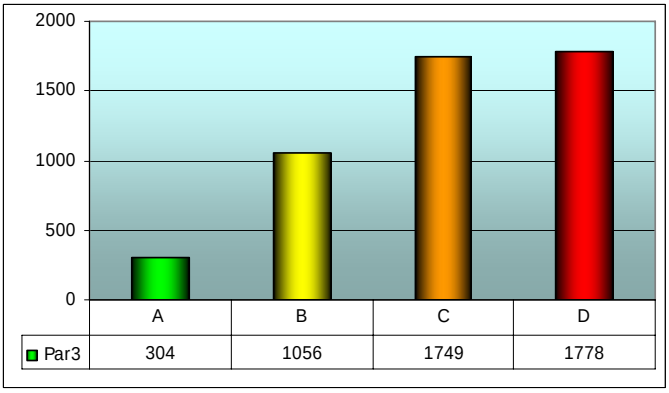


Fig. 4.20 - Parametro 3: Distribuzione delle classi degli edifici

PARAMETRO 4: POSIZIONE EDIFICIO E FONDAZIONE

Con questo parametro si tiene conto dell'influenza sul comportamento sismico globale delle caratteristiche delle fondazioni e degli aspetti geotecnici.

Dalla STAP si hanno poco informazioni relative sul terreno di fondazione degli edifici.

Allo stato attuale non è possibile correlare la posizione dell'edificio con la microzonazione sismica. Nel momento in cui si avranno a disposizione i dati della macrosismica potranno essere ridefiniti i valori di tale parametro.

Allo stato attuale l'unica informazione disponibile è quella relativa alla presenza di cedimenti fondali per cui si è deciso di assegnare per tale parametro solo due classi: B e D.

Pertanto i campi della STAP che si prendono in considerazione sono:
Edifici in muratura: si sono verificati cedimenti

Le classi vengono determinate nel seguente modo:

Classe A

Classe B edifici senza cedimenti

Classe C

Classe D edifici con cedimenti

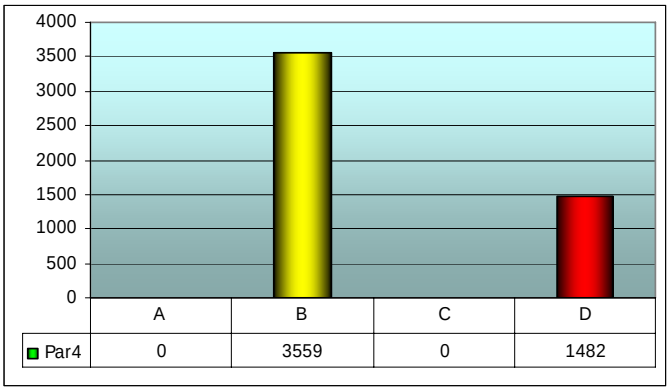


Fig. 4.21 - Parametro 4: Distribuzione delle classi degli edifici

PARAMETRO 5: ORIZZONTAMENTI

Degli orizzontamenti nella scheda GNDT si considera la rigidezza nel piano (funzionamento a diaframma), il tipo e l'efficacia dei collegamenti alle murature.

Le informazioni contenute nella STAP sono sufficienti per classificare gli edifici in maniera attendibile.

I campi della STAP che si prendono in considerazione sono:

A. *L'edificio ha orizzontamenti rigidi?*
B. *Gli orizzontamenti sono ben collegati alle strutture verticali?*
C. *VULNERABILITÀ DELL'EDIFICIO PRIMA DELL'INTERVENTO*
   - *Presenza di spinte non contrastate*

Le classi vengono determinate nel seguente modo:

Classe A Edifici con orizzontamenti rigidi ben collegati senza presenza di spinte non contrastate

Classe B Edifici con orizzontamenti rigidi ben collegati con presenza di spinte non contrastate

Classe C Edifici con orizzontamenti deformabili ben collegati senza presenza di spinte non contrastate

Classe D Edifici con orizzontamenti rigidi o deformabili mal collegati con o senza la presenza di spinte non contrastate

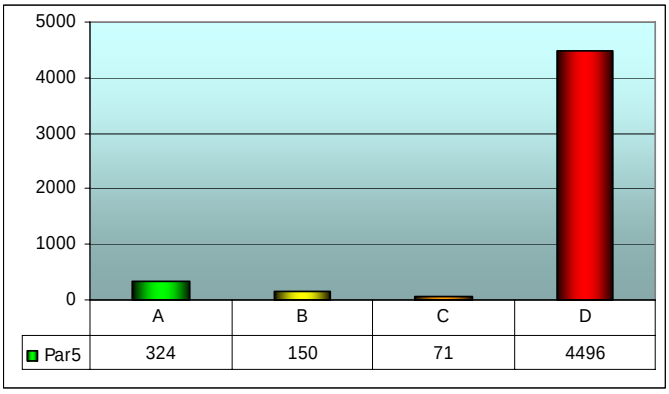


Fig. 4.22 - Parametro 5: Distribuzione delle classi degli edifici

PARAMETRO 6: CONFIGURAZIONE PLANIMETRICA

Il comportamento sismico di un edificio dipende anche dalla sua forma in pianta. Più si avvicina ad una forma quadrata, con assenza di appendici rilevanti, migliore è il suo comportamento.

Nella scheda GNDT con il parametro β_1 (rapporto tra lato minore e lato maggiore dell'edificio) si valuta il discostamento dalla forma quadrata mentre con il parametro β_2 (rapporto tra lunghezza dell'appendice ed il lato maggiore dell'edificio) si valuta l'incidenza delle appendici presenti.

Nella STAP si richiedeva al progettista di classificare planimetricamente l'edificio secondo 6 schemi prefissati ed uno schema libero fornendo indicazioni sulle dimensioni dell'edificio e delle eventuali appendici.

Per l'attribuzione della classe dai valori riportarti nello schema scelto si possono calcolare direttamente i valori di β_1 ed il β_2; nel caso di scelta dello schema libero è stata assegnata la classe peggiore.

I campi della STAP che si prendono in considerazione sono:

A. *configurazione planimetrica approssimativa dell'edificio*
   schema scelto n°

Le classi vengono determinate nel seguente modo:

Classe A $\beta_1 \geq 80$ $\beta_2 \leq 10$

Classe B $60 \leq \beta_1 < 80$ $10 < \beta_2 \leq 20$

Classe C $40 \leq \beta_1 < 60$ $20 < \beta_2 \leq 30$

Classe D $\beta_1 < 40$ $\beta_2 > 30$

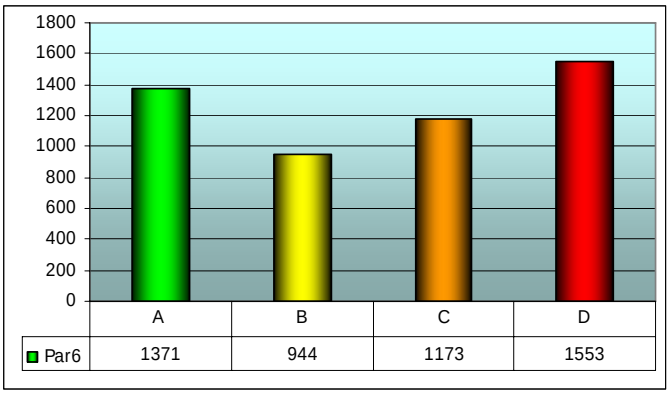


Fig. 4.23 - Parametro 6: Distribuzione delle classi degli edifici

PARAMETRO 7: CONFIGURAZIONE IN ELEVAZIONE

Con tale parametri si valutano le variazioni e le discontinuità in elevazione.

In prima approssimazione è stata considerata solo l'informazione relativa alle carenze strutturali dovute all'irregolarità della maglia muraria in elevazione

Essendo limitate le informazioni relative alla configurazione in elevazione anche per questo parametro è stato deciso di attribuire gli edifici a due sole classi: B e D.

I campi della STAP che si prendono in considerazione sono:

A. CARENZE STRUTTURALI GRAVI

- *(CSG4) irregolarità della maglia muraria in elevazione (aumento superiore al 30% della rigidezza e/o resistenza passando da un livello a quello soprastante)*

Le classi vengono determinate nel seguente modo:

Classe A

Classe B Edifici senza (CSG4) irregolarità della maglia muraria in elevazione (aumento superiore al 30% della rigidezza e/o resistenza passando da un livello a quello soprastante)

Classe C

Classe D Edifici con irregolarità della maglia muraria in elevazione (aumento superiore al 30% della rigidezza e/o resistenza passando da un livello a quello soprastante)

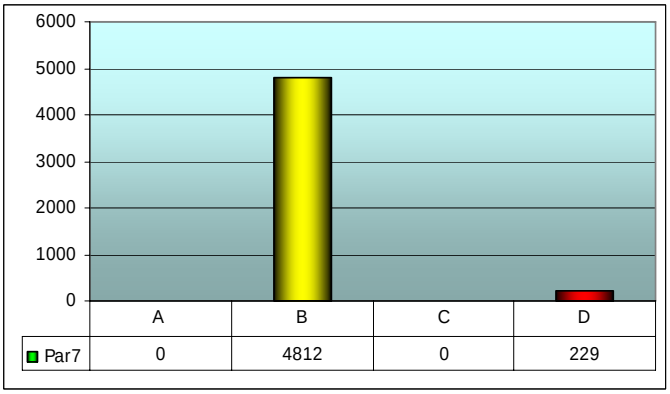


Fig. 4.24 - Parametro 7: Distribuzione delle classi degli edifici

PARAMETRO 8: Dmax MURATURE (rapporto massimo lungh/spess)

Tale parametro fornisce indicazioni sulla snellezza delle murature e valuta l'efficacia delle murature perpendicolari come vincoli di una data parete.

Non avendo a disposizione i grafici o dati diretti è stato ricavato il valore facendo riferimento all'area minima resistente che il progettista determinava per il calcolo del C.

I campi della STAP che si prendono in considerazione sono:

A. Area resistente minima a_0 del calcolo del C.

La distribuzione relativa agli edifici in muratura è riportata nel grafico seguente. Il valor medio dell'area minima è del 7% con una variazione standard di 0,05.

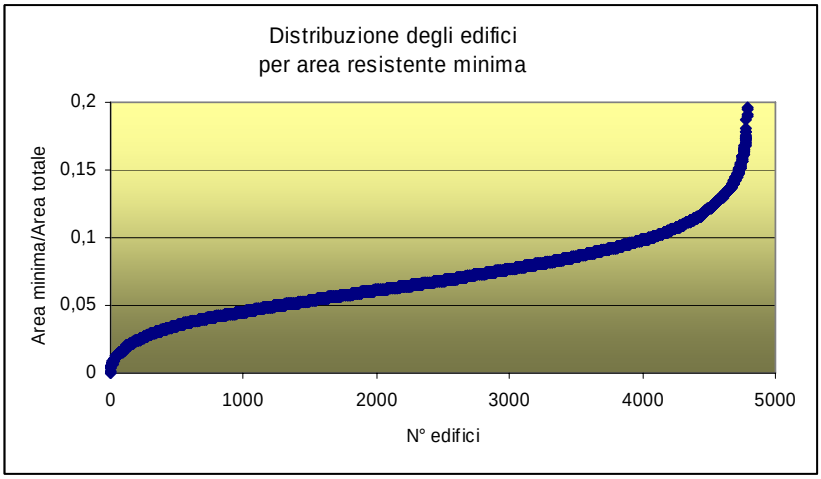


Fig. 4.25 - Distribuzione degli edifici per area resistente minima

Le classi vengono determinate nel seguente modo:

Classe A Edifici con percentuale di area resistente minima ≥ 10% dell'area coperta

Classe B Edifici con percentuale di area resistente minima tra 7,5% e il 10% dell'area coperta

Classe C Edifici con percentuale di area resistente minima tra 4% e il 7% dell'area coperta

Classe D Edifici con percentuale di area resistente minima tra ≤ 4% dell'area coperta

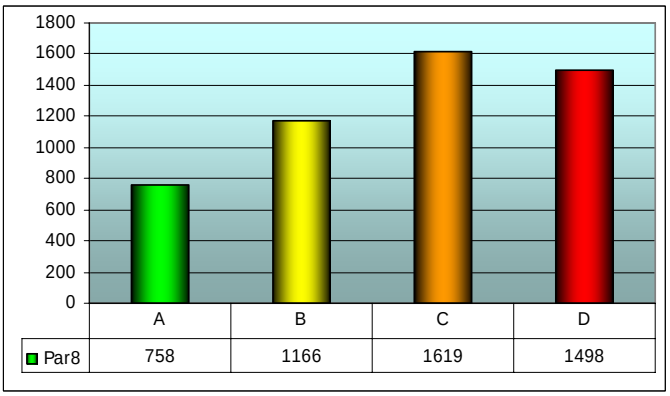


Fig. 4.26 - Parametro 8: Distribuzione delle classi degli edifici

PARAMETRO 9: COPERTURA

Per la determinazione delle classi viene considerata la presenza di spinte in copertura e le carenze strutturali di tipo GSG5.

I campi della STAP che si prendono in considerazione sono:

A. *L'EDIFICIO HA COPERTURE SPINGENTI?*
B. *CARENZE STRUTTURALI GRAVI*
   - *(CSG5) coperture realizzate con orditura principale priva di collegamento trasversale (ad esempio i tetti realizzati con travetti in c.a. e tabelloni, senza caldana e, spesso, senza cordoli*

Le classi vengono determinate nel seguente modo:

Classe A Edifici con copertura non spingente senza (CSG5).

Classe B Edifici con copertura non spingente con (CSG5)

Classe C Edifici con copertura poco spingente senza (CSG5).

Classe D Altri casi

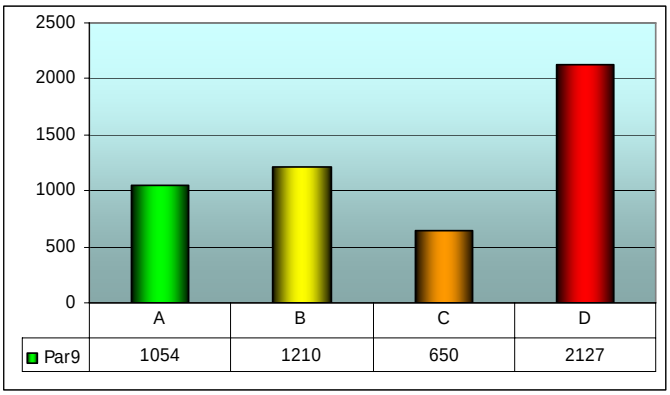


Fig. 4.27 - Parametro 9: Distribuzione delle classi degli edifici

PARAMETRO 10: ELEMENTI NON STRUTTURALI

Avendo informazioni sommarie solo sul collegamento ma non sulle dimensioni degli elementi non strutturali è stato deciso di attribuire gli edifici a due sole classi: B e D.

I campi della STAP che si prendono in considerazione sono:

A. *VULNERABILITÀ DELL'EDIFICIO PRIMA DELL'INTERVENTO*
   - *Carenze di collegamenti tra gli elementi strutturali*

Le classi vengono determinate nel seguente modo:

Classe A

Classe B Edifici senza carenze di collegamento tra gli elementi non strutturali

Classe C

Classe D Edifici con carenze di collegamento tra gli elementi non strutturali

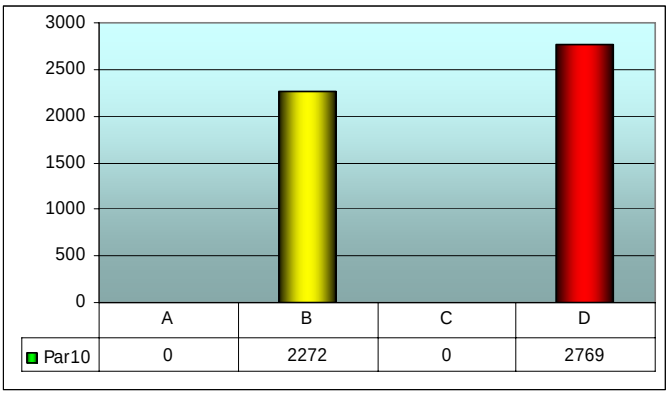


Fig. 4.28 - Parametro 10: Distribuzione delle classi degli edifici

PARAMETRO 11: STATO DI FATTO

Tale parametro mette in conto lo stato di degrado dell'edificio.

I campi della STAP che si prendono in considerazione sono:

A. *STATO DI FATTO DELL'EDIFICIO*
   - *Stato finiture e impianti, riferito alle condizioni generali dell'edificio*

Sono stati considerati i valori assunti dagli indicatori dello stato delle finiture e degli impianti, riferito alle condizioni generali dell'edificio; in particolare sono stati considerati i seguenti indicatori:

a) intonaci , b) finiture interne, c) impianto idrico, d) infissi esterni, e) servizi igienici

Ogni indicatore può assumere tre valori: N = non efficiente; Z = non esistente; E = efficiente.
Ai tre valori sono stati attribuiti i seguenti valori: Z = 0; N = 1; E = 2 e sono stati quindi sommati i risultati ottenuti per ogni edificio.

Le classi vengono determinate nel seguente modo:

Classe A valore tra 9 – 10

Classe B valore tra 6 – 8

Classe C valore tra 3 – 5

Classe D valore tra 0 – 2

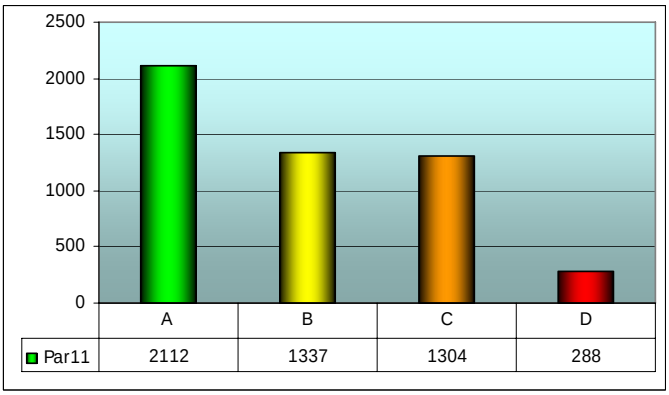


Fig. 4.29 - Parametro 11: Distribuzione delle classi degli edifici

4.1.3 Calcolo dell'indice di vulnerabilità

Dagli undici parametri sopra descritti si è dunque proceduto alla valutazione dell'indice di vulnerabilità $\mathbf{I_V}$.

I punteggi dei valori attribuiti ai singoli parametri a seconda della classe A,B,C,D sono quelli stabiliti per il calcolo della vulnerabilità della scheda classica GNDT. I pesi dei singoli parametri rispecchiano ugualmente quelli classici; per i parametri dove il peso era variabile, poiché le informazioni contenute nella STAP sono insufficienti, sono stati attribuiti i valori riportati in tabella.

PARAM	A	B	C	D	PESO
1	0	5	20	45	1
2	0	5	25	45	0,25
3	0	5	25	45	1,5
4	0	5	25	45	0,75
5	0	5	15	45	1
6	0	5	25	45	0,5
7	0	5	25	45	0,5
8	0	5	25	45	0,25
9	0	15	25	45	0,5
10	0	0	25	45	0,25
11	0	5	25	45	1

Nel grafico sottostante sono state riportate le frequenze dell'indice di vulnerabilità $\mathbf{I_V}$ relative al numero di edifici suddivisi per classi di vulnerabilità di 10 punti nella scala normalizzata che va da 0 a 100.

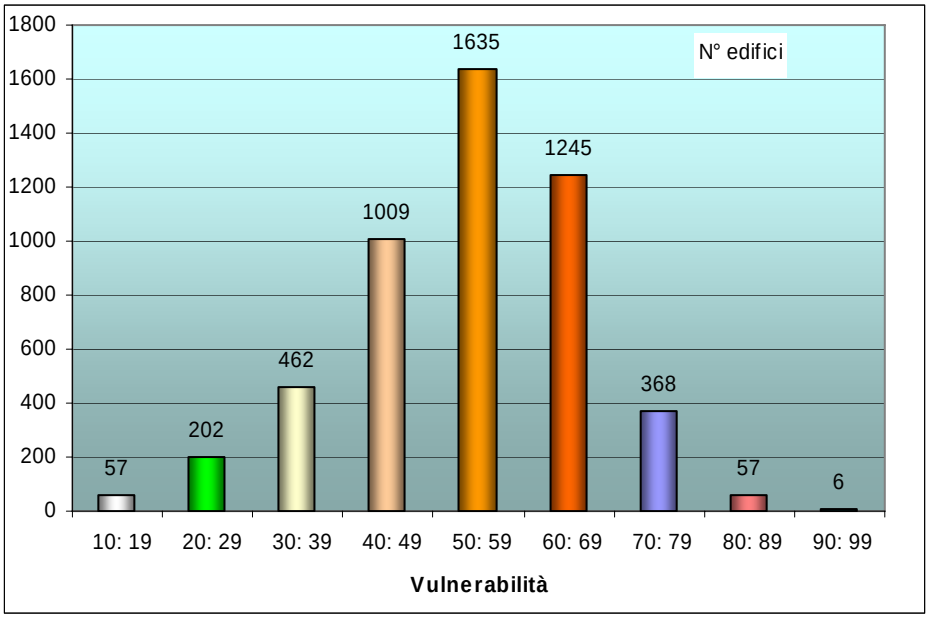


Fig. 4.30 - Vulnerabilità degli edifici normalizzata a 100

Vulnerabilità degli edifici in aggregato

La vulnerabilità così calcolata è stata corretta in funzione della posizione dell'edificio nell'aggregato applicando all'indice $\mathbf{I_V}$ i seguenti fattori moltiplicativi:

- edificio isolato → 1
- posizione interna → 0,8
- posizione esterna → 1,1
- posizione d'angolo → 1,1

Nel grafico sottostante sono state riportate le frequenze dell'indice di vulnerabilità $\mathbf{I_V}$ classica e dell'indice in cui si tiene conto della posizione dell'edificio nell'aggregato.

Si può notare, come prima considerazione, che la vulnerabilità degli edifici esaminati si attesta su valori elevati, ma naturalmente il dato deve essere letto come vulnerabilità di edifici danneggiati dal sisma.

L'esame delle cumulate delle due distribuzioni evidenzia che la vulnerabilità in aggregato è sensibilmente superiore dovuta alla presenza nel database di molti edifici esterni o d'angolo.

Ciò denota la predominanza di aggregati di piccole dimensioni (composti da due o da tre edifici) oppure che, nel caso di aggregati di molti edifici, il danneggiamento sia stato localizzato soprattutto sugli edifici di estremità.

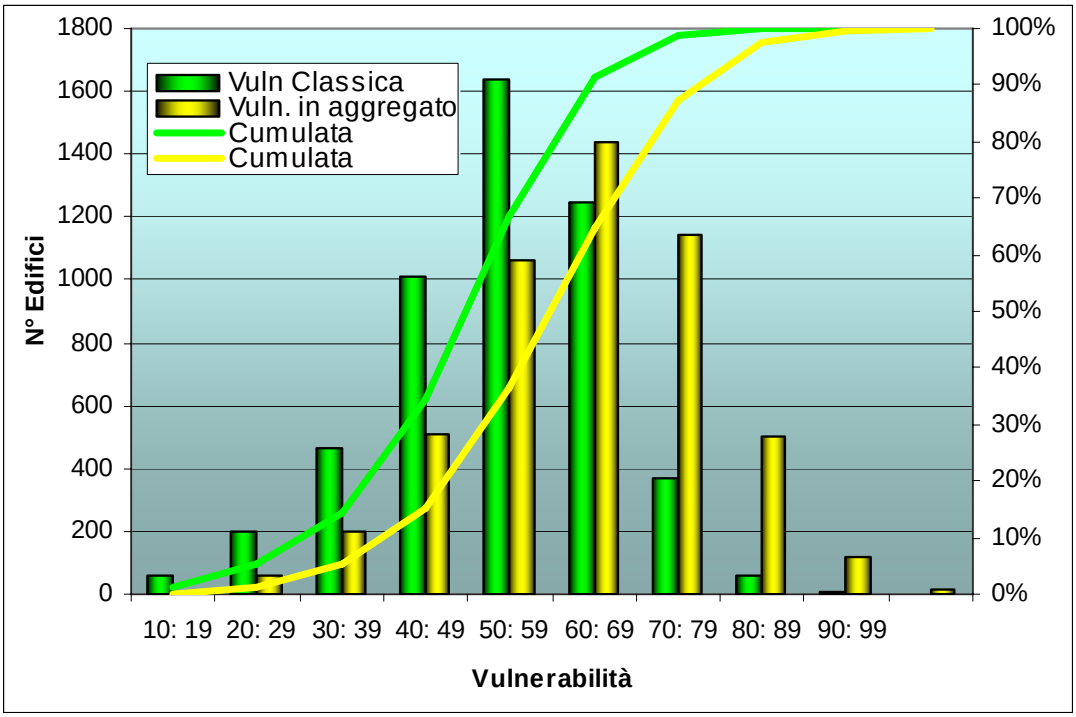


Fig. 4.31 - Frequenze dell'indice di vulnerabilità classica e quella della vulnerabilità in aggregato

Vulnerabilità per classi di edifici di tipo MSK

L'analisi della variazione di vulnerabilità per classi di edifici di tipo MSK, come definite in precedenza, mostra, come era prevedibile ed auspicabile, che gli edifici in classe C1 hanno una vulnerabilità media decisamente inferiore.

Le curve delle altre due classi sono spostate verso valori più elevati di vulnerabilità. Tra le curve degli edifici di classe B e quelli di classe A c'è ancora una differenza anche se meno evidente rispetto alla curva della classe C1.

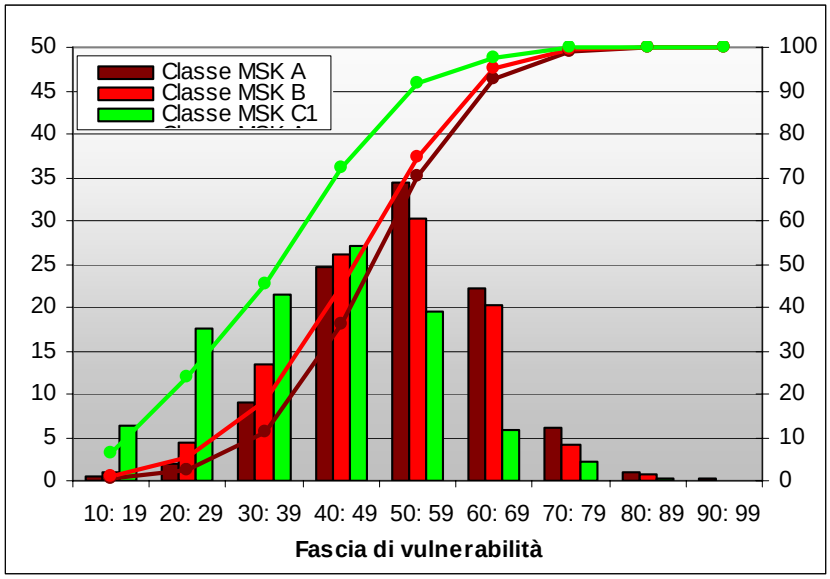


Fig. 4.32 - Vulnerabilità per classi di edifici di tipo MSK

Correlazione vulnerabilità – tipo ultimo intervento

Volendo analizzare la variazione di vulnerabilità negli edifici sui quali sono stati eseguiti degli interventi nel corso degli anni vediamo che, tranne che per i casi di sopraelevazione, generalmente per le altre tipologie di intervento si ottiene una diminuzione di vulnerabilità.

Gli interventi eseguiti classificati di miglioramento o di adeguamento sono numericamente molto limitati e non sufficientemente rappresentativi, pertanto nel grafico sottostante essi sono stati inglobati nella manutenzione straordinaria

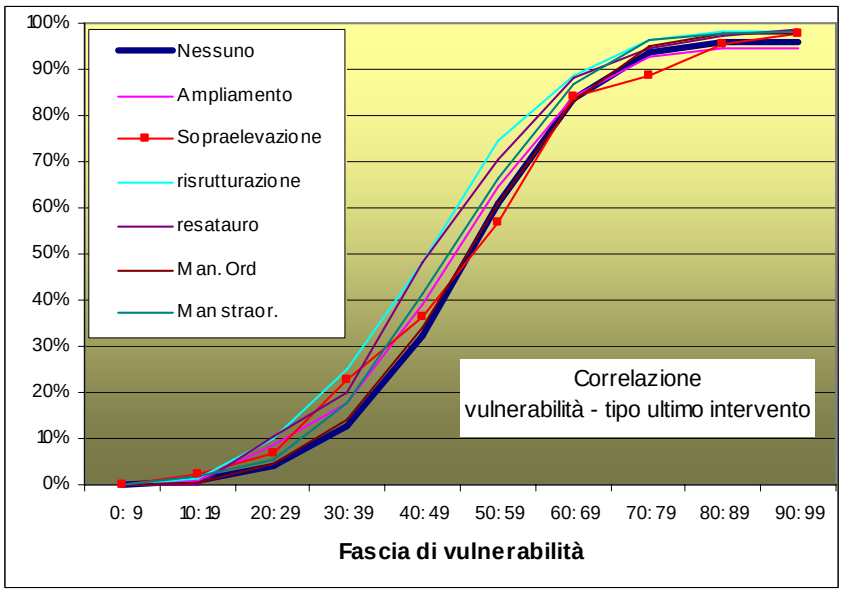


Fig. 4.33 - Correlazione vulnerabilità – tipo ultimo intervento

4.1.4 Analisi del danno

Nella scheda STAP doveva essere indicato il *livello del danneggiamento*: 1) ai maschi murari, 2) agli orizzontamenti, 3) per dissesti dovuti ai cedimenti fondali, 4) per dissesti dovuti al martellamento tra edifici contigui, 5) per crolli, parziali o totali, delle strutture.

Bisogna dire che i progettisti dovevano di fatto indicare la *punta del danno accertato* in una scala composta da *6 livelli* (F=crolli, E=gravissimi, D=gravi, C=medi, B=leggeri, A=nessuno), ma non veniva richiesta alcuna indicazione sull'*estensione del danno*.

Nei grafici successivi viene riportata la distribuzione della *punta del danno* per i vari elementi strutturali.

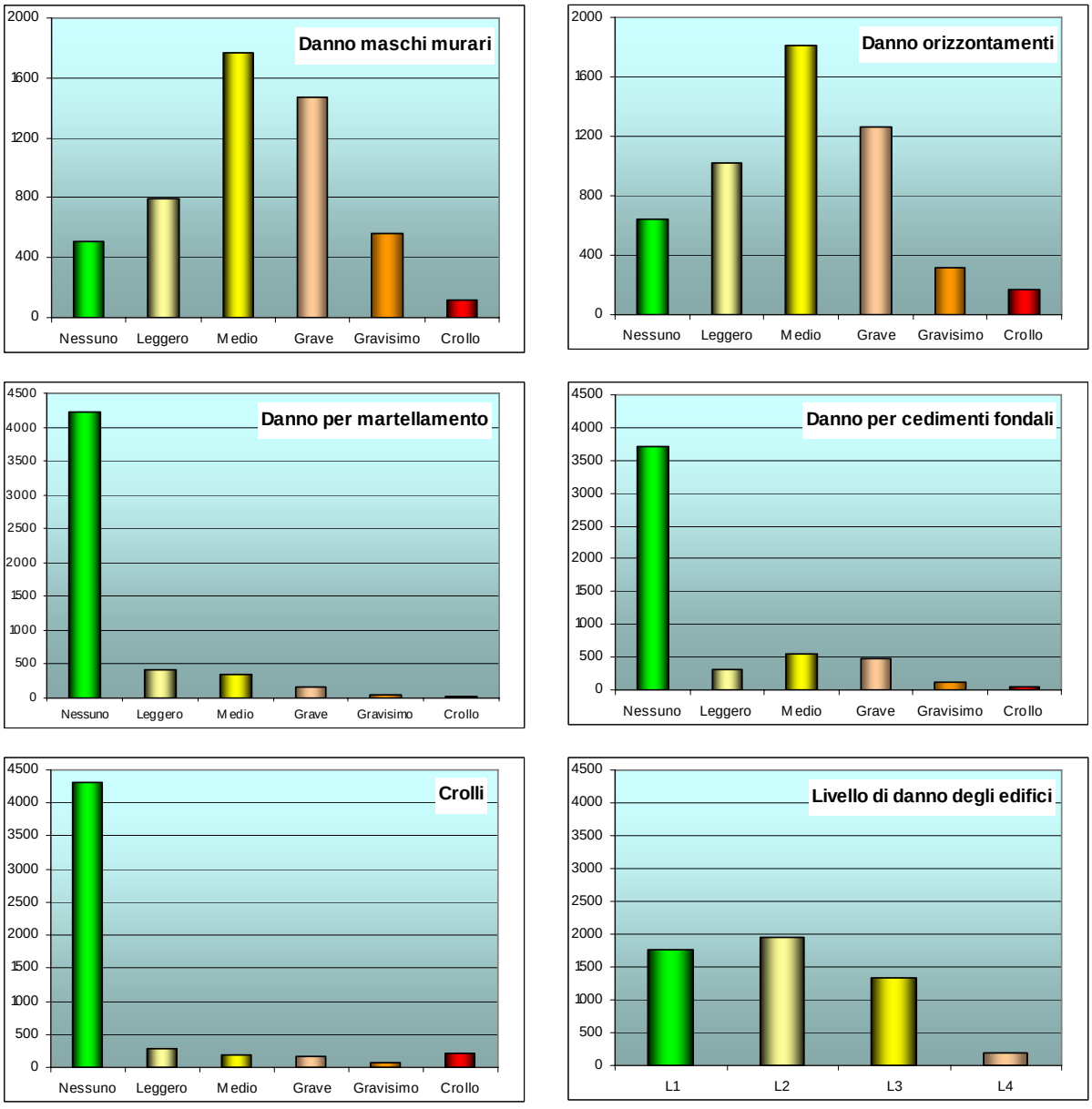


Fig. 4.34 - Illustrazione del danno agli edifici desunto dalla STAP

Per il danno ai maschi murari l'andamento della curva è di tipo gaussiano con una concentrazione del livello del danno sul medio–grave. Andamento analogo ha la distribuzione del danno per gli orizzontamenti.

Le due figure precedenti illustrano l'andamento del danno dovute a cause di contorno legate alla posizione dell'edificio nell'aggregato ed al connubio terreno-fondazioni; possiamo notare che

sono pochi gli edifici che presentano danni per cedimenti fondali o martellamento. Anche i crolli sono abbastanza limitati.

Nell'ultimo grafico della fig. 4.34 viene riportato il livello di danneggiamento globale dell'edificio così come indicato dai progettisti; lo stato di danno poteva variare su quattro livelli di intensità crescente da L1 ad L4.

La distribuzione sulle prime tre classi non è molto diversa (variazione di circa il 3% tra le due classi) mentre risulta molto limitata, circa il 3,5%, l'appartenenza degli edifici alla classe L4 di danneggiamento più marcato.

Nel seguito è rappresentata la correlazione tra l'indice di vulnerabilità calcolato su tutto il campione degli edifici in muratura per il quale è disponibile la scheda STAP, e un indice di danno elaborato in base alle indicazioni fornite dai tecnici sul danneggiamento dell'edificio. L'indice di danno è stato calcolato assegnando un peso ai vari tipi di danneggiamento indicati sulla scheda STAP ed un peso all'estensione del danneggiamento. I pesi adottati sono illustrati nelle tabelle seguenti:

Tipologia di danneggiamento	Peso adottato
Danneggiamento dei maschi murari	0.35
Presenza di lesioni	0.1
Dissesti negli orizzontamenti	0.1
Cedimenti	0.01
Martellamenti	0.1
Crolli	0.15

Tab. 4.4 - Peso assegnato alle tipologie di danneggiamento indicate sulla scheda STAP

Livello di danneggiamento	Peso adottato
A – nessun danno	0
B	1
C	2
D	3
E	4
F – crollo	5

Tab. 4.5 - Peso assegnato al livello di danneggiamento

E' possibile individuare una buona correlazione tra l'indice di vulnerabilità e il danno indicato sulla scheda STAP.

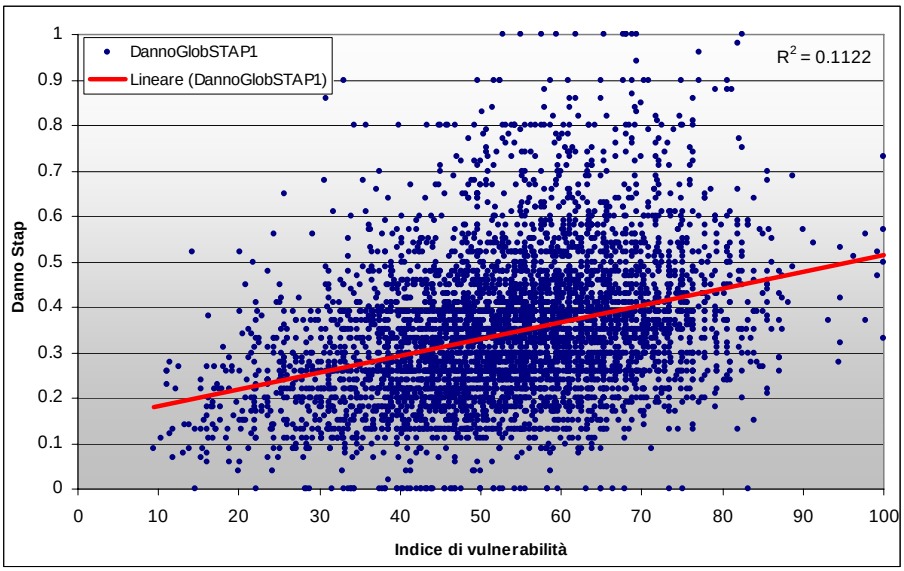


Fig. 4.35

Nel seguito è rappresentata, nell'ipotesi adottata, la stessa correlazione per gli edifici situati nei comuni nei quali è stata riscontrata uguale intensità macrosismica.

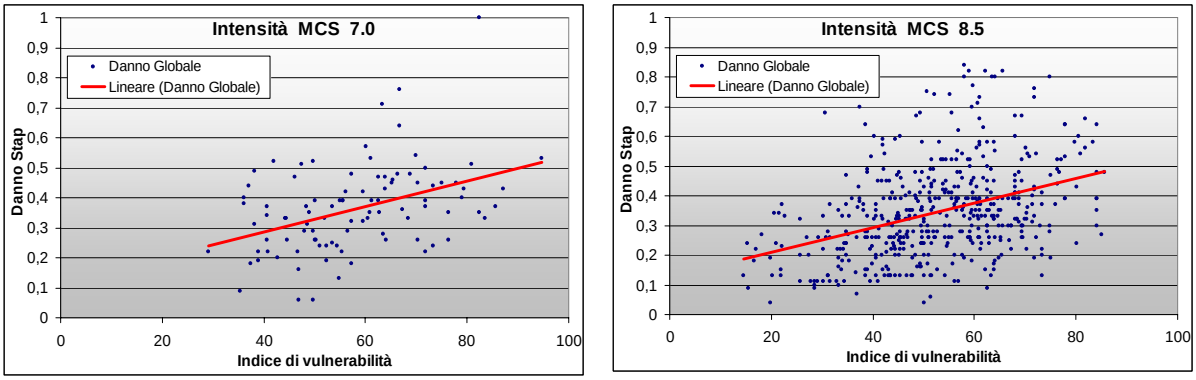


Fig. 4.36

In accordo con l'illustrazione della vulnerabilità il minor danno si riscontra negli edifici di classe MSK C1, mentre quelli più danneggiati, come era ipotizzabile, risultano quelli della classe MSK A.

Le differenze tra le curve delle cumulate variano in maniera più graduale rispetta a quella della vulnerabilità. Se analizziamo la classe MSK A, vediamo che il danneggiamento dell'edificio per l'80% dei casi è inferiore a 40. Le altre classi pur presentando un andamento leggermente migliore tendono ad uniformarsi al danno della classe A.

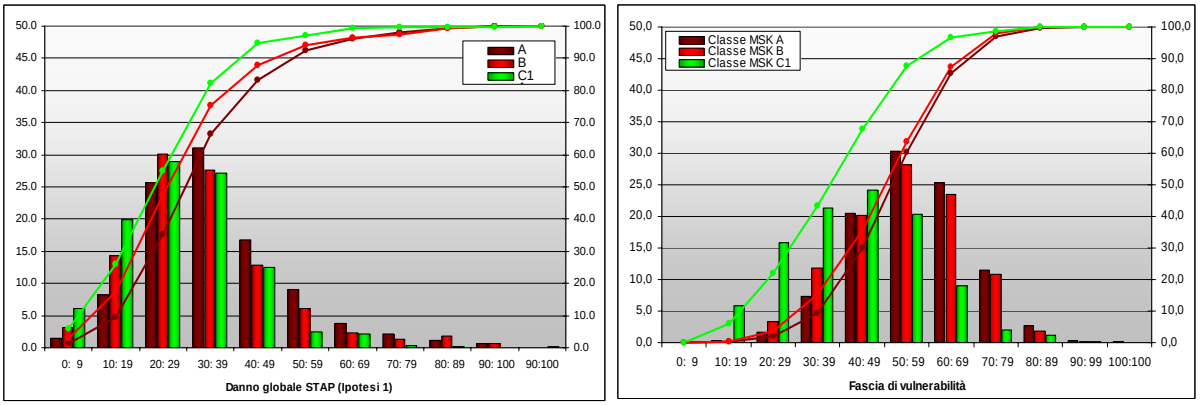


Fig. 4.37

4.2 EDIFICI RESIDENZIALI DEL CAMPIONE

4.2.1 Analisi edifici rilevati con la scheda SRP *(Scheda di Rilevamento dei Progetti)*

Le elaborazioni illustrate nel presente capitolo sono relative ai dati raccolti con la scheda SRP (scheda di rilevazione del progetto) per un campione di 201 edifici.

La scheda SRP è stata illustrata nel Capitolo 3 ed è riportata negli allegati unitamente alla documentazione ad essa relativa.

La raccolta dati è stata effettuata dai tecnici rilevatori presso la sede regionale di Muccia (MC) e l'informatizzazione è stata eseguita con un programma di caricamento appositamente predisposto.

Le correlazioni del danno con i meccanismi di collasso sono state effettuate con la metodologia individuata nella scheda MEDEA elaborata dal Servizio Sismico Italiano (SSN).

Partendo dalle indicazioni di Medea è stata elaborata la scheda di seguito riportata ed allegata alla scheda SRP nella quale vengono indicate le correlazioni possibili tra i 16 meccanismi e le tipologie di danno associate (caselle in grigio).

Nella prima riga della Tabella, campita in grigio, per ogni tipologia di danneggiamento rilevato, è indicato il livello di danno più diffuso riscontrato sull'edificio. Nelle caselle campite in grigio all'interno della Tabella è indicato il danno massimo di una certa tipologia (individuata dalla sigla sulle colonne) associato all'attivazione di un certo meccanismo di collasso (individuato dalla sigla sulle righe). Questa scheda non permette di conteggiare la frequenza con la quale si presentano nell'edificio le coppie danno – meccanismo attivato. Questa limitazione è stata superata predisponendo una scheda aggiuntiva utilizzata su un campione più ristretto di 105 edifici.

Sezione N. 3 **Scheda per il censimento speditivo dei meccanismi di danno e dei danni sismici per gli edifici ordinari in muratura**

Istat Regione ⌐┘┘ **Istat Comune** ⌐┘┘┘ ⌐┘┘┘ **N. Squadra** ⌐┘┘┘ **N. Aggregato** ⌐┘┘┘┘ **N. Edificio** ⌐┘┘┘

Comune_____ **Località** _____ **Istat Località** ⌐┘┘┘┘ **Data** ⌐┘┘ ⌐┘┘ ⌐┘┘

Meccanismo presente	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10	V11	V12	V13	V14	V15	V16	V17	V18	V19	V20	V21	V22	V23	H1	H2	H3	H4	H5	H6	H7	H8	H9	H10	H11	H12	H13
M 1																																				
M 2																																				
M 3																																				
M 4																																				
M 5																																				
M 6																																				
M 7																																				
M 8																																				
M 9																																				
M 10																																				
M 11																																				
M 12																																				
M 13																																				
M 14																																				
M 15																																				
M 16																																				

NOTE ESPLICATIVE

- La scheda è riferita all'edificio.
- Nella prima riga, interamente campita in grigio, vengono riportati tutti i meccanismi di danno individuati sull'edificio indicando, per ciascuno di essi, il **livello di danno più diffuso riscontrato sull'edificio**: **1 = leggero 2 = medio/grave 3 = gravissimo/crollo**;
- Le caselle campite in grigio indicano le probabili associazioni tra meccanismi globali o locali (Mx) ed il danno (Vx) riscontrati; in ciascuna riga, per ciascun meccanismo globale o locale presente, nella casella in grigio ad esso relativa, si indica il livello del danno riscontrato: **1 = leggero 2 = medio/grave 3 = gravissimo/crollo**.

Fig. 4.38 - Scheda per il rilevamento delle correlazioni danno - meccanismo

Nelle figure successive è illustrata la percentuale di danneggiamento delle strutture verticali e orizzontali, desunte dal database della scheda SRP e precisamente dalle informazioni presenti nella sezione 2.1 (estensione e livello del danno). Per ogni livello di danno è indicata la percentuale di danno massimo e quella di danno più diffuso.

Per le strutture verticali (Fig. 4.39) il danno più diffuso è decisamente spostato verso i livelli di minor danno mentre per il danno massimo l'andamento della curva verso i valori medio-alti sta ad indicare un picco di danno significativo.

Le strutture orizzontali (Fig. 4.40) sono mediamente meno danneggiate delle strutture verticali, sia per quanto riguarda il danno massimo, sia per quanto riguarda il danno più diffuso.

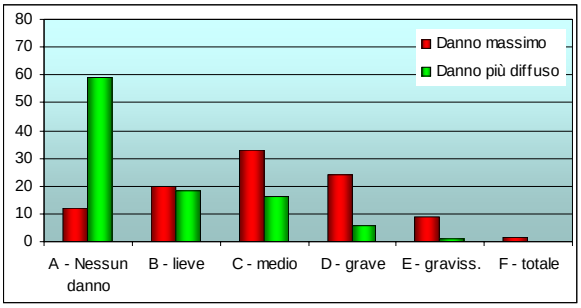


Fig. 4.39 - Percentuale di danneggiamento delle strutture verticali

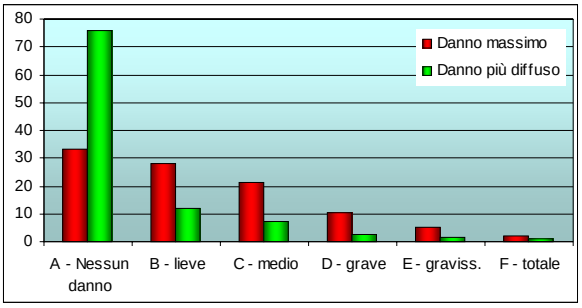


Fig. 4.40 - Percentuale di danneggiamento delle strutture orizzontali

L'analisi del danno sugli edifici a tre piani (Fig. 4.41) evidenzia che il terzo livello è mediamente meno danneggiato e ai primi due livelli il danno massimo più frequente è il danno medio-grave.

Per gli edifici con quattro livelli (Fig. 4.42) si rileva un maggiore danneggiamento ai piani alti, rispetto agli edifici con tre livelli. Per entrambe le tipologie di edifici il livello mediamente più danneggiato (con tipologia di danno da grave a totale) è quello intermedio.

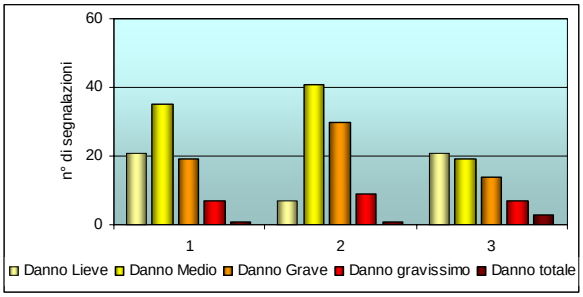


Fig. 4.41- Correlazione tra danno massimo e livello interessato – edifici con tre livelli (90 edif.)

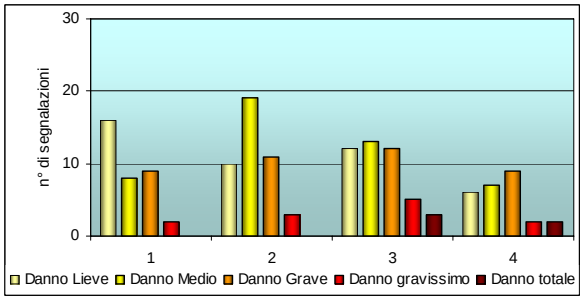


Fig. 4.42 - Correlazione tra danno massimo e livello interessato – edifici con quattro livelli (45 edif.)

Nei grafici sottostanti di Fig. 4.43 e Fig. 4.44 è rappresentata la correlazione tra l'estensione del danno massimo e del danno medio alle strutture verticali, desunta dal database SRP, con il tipo di copertura dell'edificio, desunta dai dati forniti nella scheda STAP.

Ad una prima analisi i dati sembrano indicare un danneggiamento maggiore delle strutture verticali immediatamente sottostanti la copertura quando la copertura è non spingente; ciò potrebbe sembrare in contrasto con quanto riportato in letteratura, ed essere contrario al buon senso. Analizzando meglio i dati invece è possibile evidenziare due condizioni che giustificano le curve riportate nei grafici sottostanti; da un'analisi puntuale di alcuni progetti è stato possibile rilevare

come alcune volte i progettisti non siano stati in grado di definire in maniera del tutto corretta la condizione della copertura, inoltre molte coperture non spingenti sono coperture in CA, che gravano con il loro peso elevato sulle murature sottostanti, in genere di cattiva qualità.

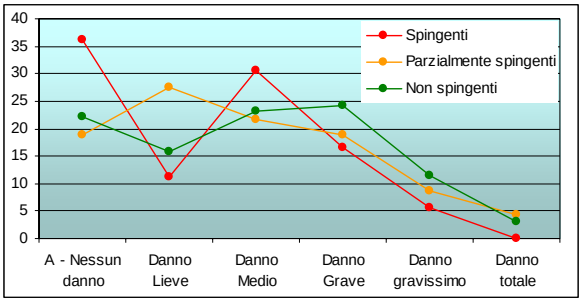


Fig. 4.43 - Danno massimo alle strutture verticali dell'ultimo livello per tipologia di copertura

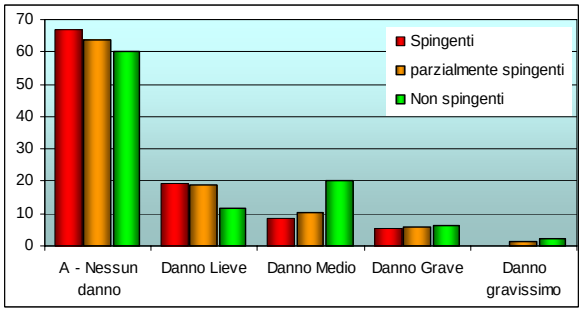


Fig. 4.44 - Danno medio alle strutture verticali dell'ultimo livello per tipologia di copertura

Viene nel seguito analizzata la correlazione tra l'estensione del danno alle strutture verticali, desunta dal database SRP, con la presenza o meno di presidi antisismici nell'edificio (Fig. 4.45), desunta dai dati della scheda STAP. Gli edifici con presidi antisismici hanno un comportamento mediamente migliore degli edifici senza presidi. La presenza dei presidi antisismici tende a spostare il livello di danneggiamento di una classe verso il basso. Nessun edificio con presidi antisismici ha riportato il livello di danno massimo (danno totale), ed anche la percentuale di edifici con danno gravissimo e grave è minore negli edifici con presidi.

Analizzando, invece, la correlazione tra l'estensione del danno alle strutture verticali (desunta dal database SRP) e la presenza di interventi strutturali nell'edificio ricavata dai dati della scheda STAP (Fig. 4.46), si nota che gli edifici in cui sono stati eseguiti interventi strutturali, statisticamente, hanno avuto un danneggiamento minore degli edifici nei quali nel corso del tempo non sono stati eseguiti interventi.

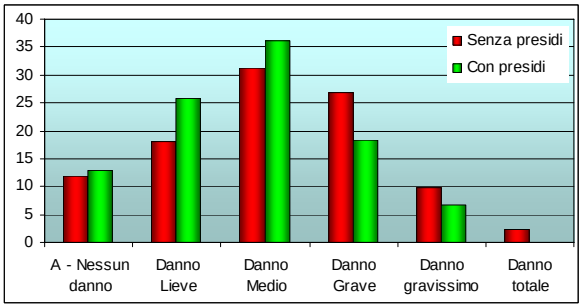


Fig. 4.45 - Danno massimo alle strutture verticali in funzione della presenza di presidi antisismici (%)

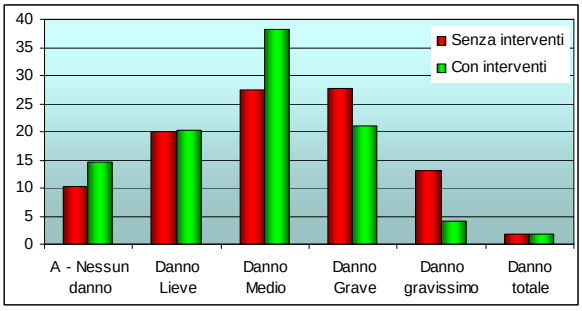


Fig. 4.46- Danno massimo alle strutture verticali in funzione di interventi strutturali (%)

La maggior parte degli interventi strutturali eseguiti (circa il 60 % del campione) non sono classificabili in una categoria specifica e quindi non è stato possibile analizzare l'influenza di ogni tipologia di intervento strutturale realizzato sul danneggiamento dell'edificio. Nella classe indicata come "altro" della Fig. 4.47 sono ricompresi sia gli edifici con più tipi di interventi sia quelli per i quali è stata data una indicazione generica.

Nel grafico di Fig. 4.48 è riportata la correlazione tra il danneggiamento massimo segnalato nelle strutture verticali e la tipologia delle strutture verticali. Sono state indicate solo le correlazioni per le cinque strutture verticali prevalenti. La categoria con il danneggiamento minore, ma la differenza non è molto rilevante, è quella che comprende le strutture verticali di tipologia G, H, L, ovvero le strutture realizzate con elementi regolari. Le strutture realizzate con elementi irregolari si sono comportate mediamente peggio, con una certa somiglianza tra le percentuali della categoria uno (murature a sacco) e tre (murature in pietra sbozzata). Ciò probabilmente è dovuto alla tipologia

costruttiva adottata nella zona interessata dal sisma: in genere non veniva realizzata una muratura a sacco con due paramenti nettamente separati e riempimento in materiali sciolti, ma si realizzava una muratura a doppio paramento con pietre sbozzate, che dai progettisti molte volte è stata considerata a sacco. La presenza di spigoli, mazzette, ricorsi nella muratura tende a far abbassare leggermente il livello di danneggiamento rispetto alle murature che ne sono prive.

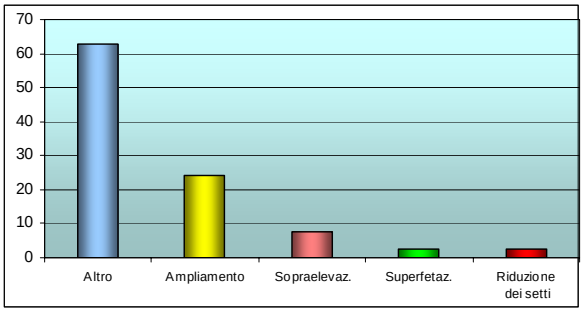


Fig. 4.47- Tipologia di interventi strutturali effettuati sugli edifici

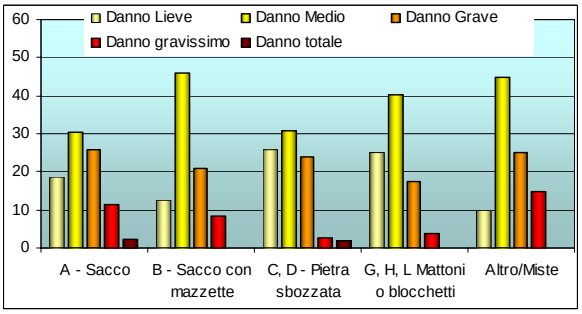


Fig. 4.48 - Correlazione tra danno massimo alle strutture verticali e tipologia di struttura verticale

Nel grafico sottostante viene mostrato il livello di danneggiamento delle strutture verticali dell'ultimo livello correlato con la tipologia di copertura estratta dal database SRP.

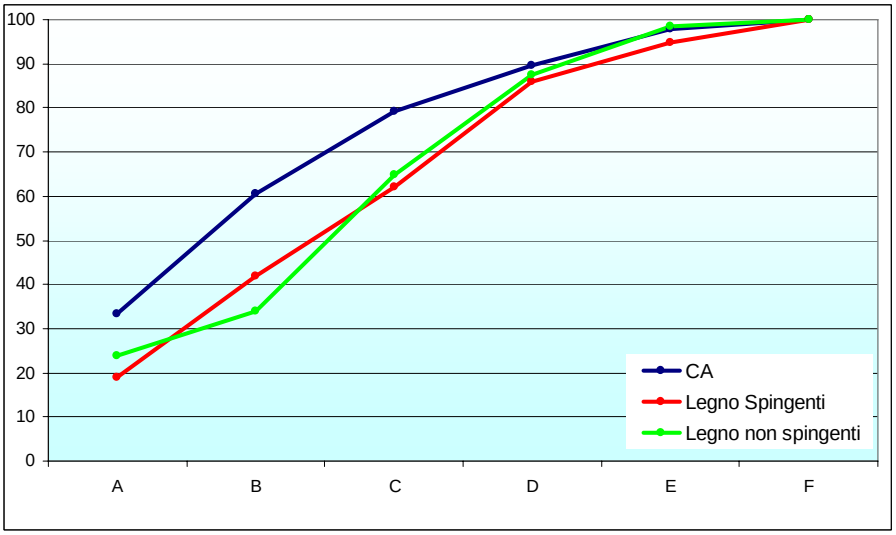


Fig. 4.49 - Confronto tra il livello di danneggiamento e il tipo di copertura presente. Dati SRP

Dalla scheda meccanismi/danno della SRP si rileva che le presenze più significative delle tipologie di *"danno globale"* alle strutture verticali (nell'allegato C sono riportate le tipologie di danno ed i meccanismi globali individuati su Medea), sono le seguenti:

- **V09** *(Lesioni ad andamento verticale in corrispondenza di incroci tra muri (cantonali e/o croci di muro)* dovute principalmente agli ammorsamenti non efficaci tra setti murari ortogonali
- **V13** (*Lesioni ad andamento verticale nei parapetti tra le aperture o nelle fasce di piano)* generalmente dovute alle differenze di spessore e quindi di rigidezza tra le murature dei parapetti e quelle dei maschi murari per cui a seguito della sollecitazione sismica si genera il distacco

- **V16** *Schiacciamento locale della muratura* causato dal superamento localizzato della resistenza a compressione della muratura a seguito dell'incremento dei carichi verticali prodotto dal sisma
- **V06** *Lesioni ad andamento diagonale nei parapetti sopra ed attraverso architravi di porte e finestre* che vengono generate a seguito dell'insorgere di sollecitazioni taglianti

Nei grafici seguenti la sigla *danno globale* indica che l'elaborazione è riferita alla tipologia di danno più diffuso rilevato nell'edificio, la sigla *danno locale* indica che l'elaborazione è riferita alle tipologie di danno associate ad ogni meccanismo (vedi par. 4.2.1).

Nella figura di destra è riportato la distribuzione del danno locale alle strutture verticali. Le due distribuzioni sono tra loro compatibili anche se per alcune tipologie di danno quali il V18, V20, V21, V01 si ha una diversa distribuzione del livello di danneggiamento.

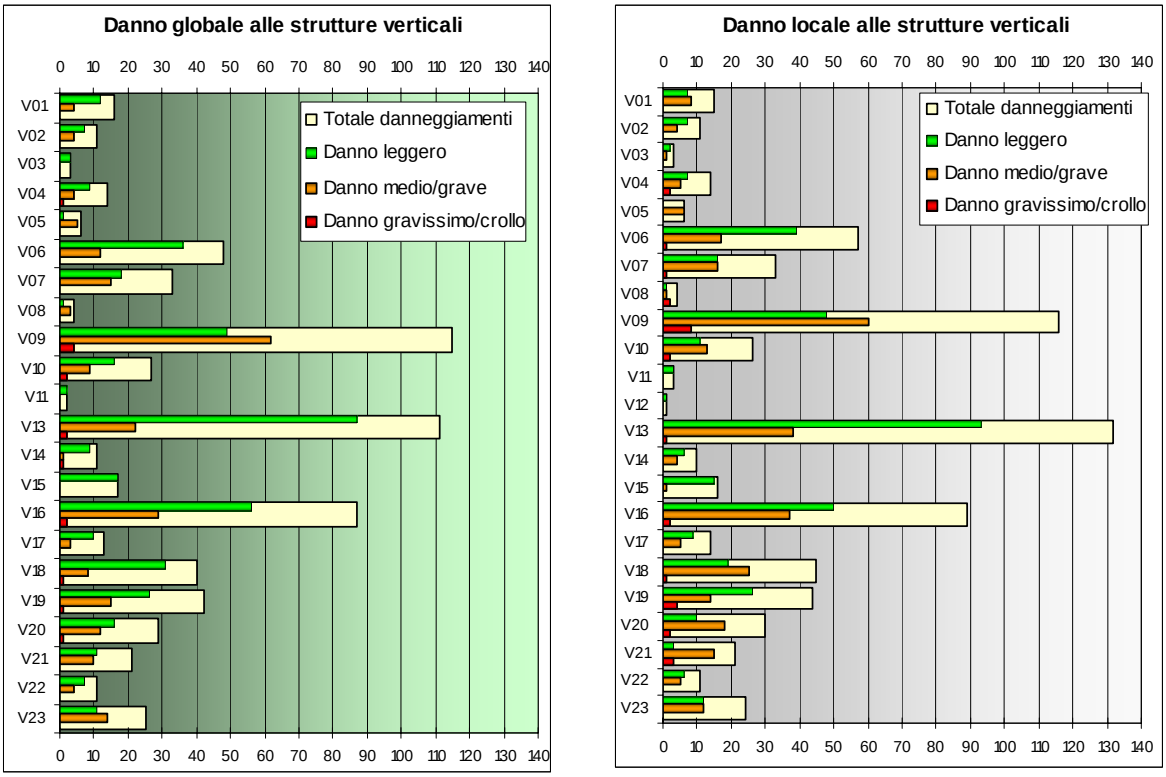


Fig. 4.50 - Tipologia di danno globale e locale sulle strutture verticali per i 201 edifici

Per quanto attiene le strutture orizzontali le tipologie di danno più frequenti per i 201 progetti sono:

- **H10** *(Sfilamento dagli appoggi delle travi portanti e/o dei travetti secondari di solai e coperture)*
- **H08** *(Lesioni parallele all'orditura di solai e coperture)*

ed in misura minore i danni:

- **H11** *(Cedimento degli appoggi e/o porzioni di muro a sostegno delle travi di solai e copertura)*
- **H12** *(Lesioni da distacco dai muri).*

Si può notare che rispetto alle strutture verticali la compatibilità tra danno globale e danno locale nelle strutture orizzontali è più evidente.

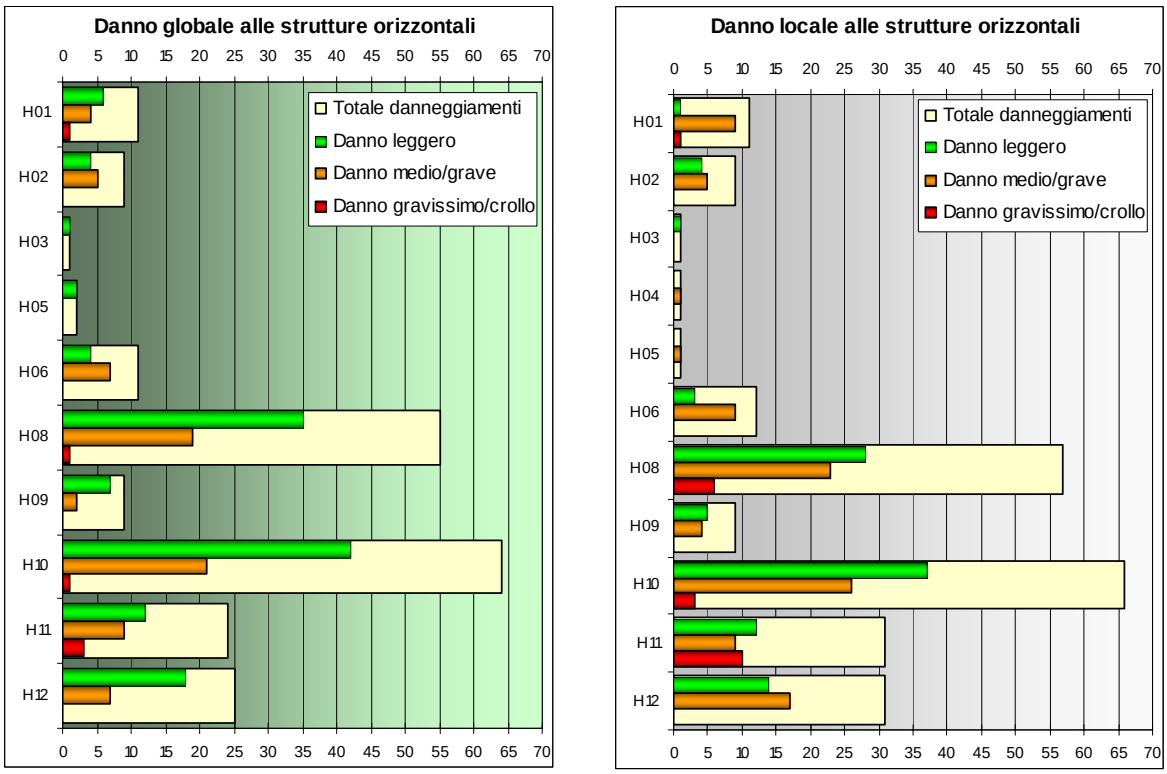


Fig. 4.51 - Tipologia di danno globale e locale sulle strutture orizzontali per i 201 edifici

4.2.2 Analisi degli edifici attraverso l'esame degli elaborati progettuali

Per la costruzione del repertorio grafico delle correlazioni danno-meccanismo (descritto nel capitolo seguente e riportato nell'allegato E) sono stati acquisiti gli elaborati progettuali di 126 interventi.

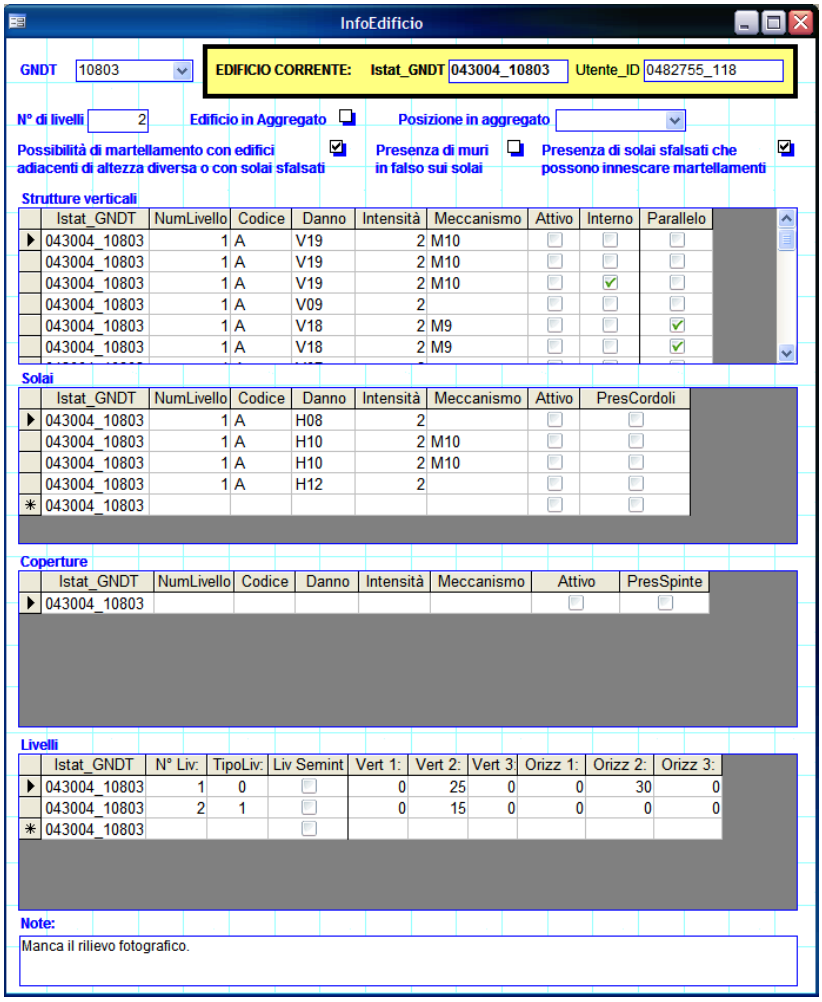
Unitamente alla costruzione di tale repertorio si è proceduto anche alla estrapolazione delle informazioni riguardanti il rilievo, il danno ed i meccanismi di collasso.

Tutti i dati sono stati strutturati in un database aggiuntivo nel quale sono riportate anche le informazioni di carattere generale sull'edificio, quali il numero di livelli, se l'edificio è in aggregato e qualora lo fosse la posizione all'interno del tessuto edilizio (esterna, interna), l'eventuale presenza di muri in falso e di solai sfalsati.

Sulla prima tabella (figura sottostante) del software di caricamento dei dati sono riportati i danni relativi alle strutture verticali.

La descrizione di ciascun danno è data dalle seguenti informazioni:

- il livello del piano su cui è localizzato il danno;
- la tipologia muraria della porzione di muratura interessata dal danno;
- il codice identificativo del danno;
- l'intensità del danno;
- l'eventuale meccanismo associato;
- l'avvenuta attivazione del meccanismo;
- se il danno è localizzato su un setto murario interno;
- posizione della tessitura del solaio rispetto alla muratura su cui è localizzato il danno.



Analogamente nella seconda e nella terza tabella sono riportati i danni ai solai intermedi ed alle coperture.
La descrizione di ciascun danno è data dalle seguenti informazioni:

- il livello del piano su cui è localizzato il danno;
- il tipo di solaio;
- il codice identificativo del danno;
- l'intensità del danno;
- l'eventuale meccanismo associato;
- l'avvenuta attivazione del meccanismo;
- l'eventuale presenza di cordoli (solo per i solai intermedi);
- l'eventuale presenza di spinte (solo per le coperture).

Nella sezione *"livelli"* per ogni piano viene indicato il livello di danneggiamento e la sua incidenza percentuale sul danno totale.

Per ogni piano dell'edificio la descrizione del danno viene effettuata su quattro livelli (0 = nessun danno; 1 = danno lieve; 2 = danno medio – grave; 3 = danno gravissimo-crollo), indicando per ognuno la percentuale di danneggiamento presente al piano rilevato.

Nell'esempio riportato in figura l'edificio presenta al 1° livello un 25% di murature con danno moderato-grave ed un 30% di orizzontamenti con danno sempre di intensità moderato-grave. Per differenza si determina la percentuale di murature non danneggiate (75%) e la percentuale di orizzontamenti non danneggiati (70%).

Per ogni piano dell'edificio viene riportato il danno riscontrato, la sua intensità ed il meccanismo associato per tutte le volte che tale correlazione si presenta nel piano.

Altre informazioni raccolte sono quelle relative alla disposizione dei solai rispetto ai maschi murari (paralleli o ortogonali), se gli stessi maschi sono interni o esterni e se sono presenti i cordoli o catene.

Questa scheda aggiuntiva è stata compilata per 105 progetti dei quali solo 102 sono dotati anche della relativa tavola grafica.

Se mettiamo a confronto le informazioni acquisite per il campione di 105 progetti con quelle dei 201 edifici (Fig. 4.52) notiamo che le frequenze più significative delle tipologie di danno locale alle strutture verticali concordano abbastanza bene per i danni di tipo:

- V09 (Lesioni ad andamento verticale in corrispondenza di incroci tra muri (cantonali e/o croci di muro)
- V13 (Lesioni ad andamento verticale nei parapetti tra le aperture o nelle fasce di piano)
- V06 (Lesioni ad andamento diagonale nei parapetti sopra ed attraverso architravi di porte e finestre)

ma a seguire il danno più frequente risulta il **V19** *(Espulsione di materiale in corrispondenza degli appoggi di travi (a livello di piano e/o di copertura*) dovuto al martellamento del solaio sulla parete mentre per i 200 progetti della SRP era il **V16** (*Schiacciamento locale della muratura)*.

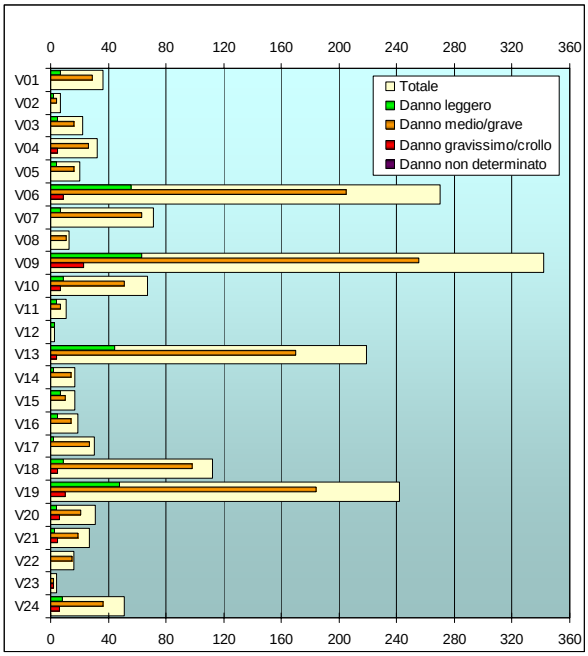


Fig. 4.52- Tipologia di danno locale alle strutture verticali; analisi dettagliata di 105 edifici

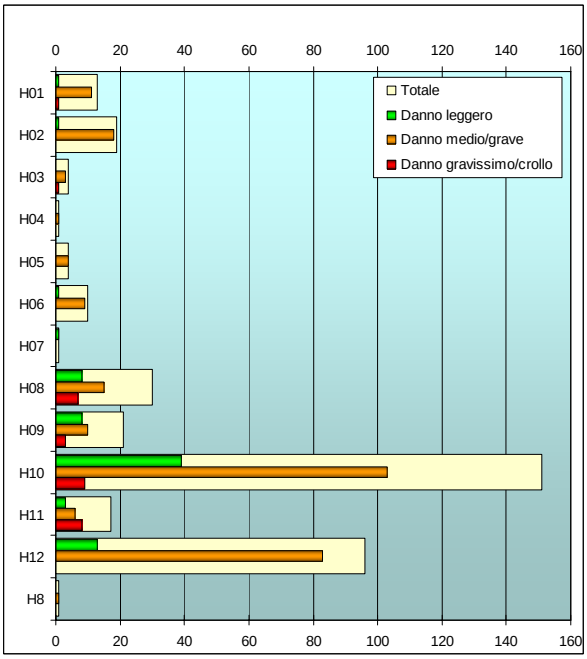


Fig. 4.53 - Tipologia di danno locale alle strutture orizzontali; analisi dettagliata di 105 edifici

Se andiamo a confrontare, invece, il danno locale alle strutture orizzontali (Fig. 4.53) per i 105 progetti vediamo che rispetto a quello dei 201 edifici il danno **H10** *(sfilamento dagli appoggi delle*

travi portanti e/o dei travetti secondari di solai e coperture) risulta ugualmente il più frequente ma a seguire il danno maggiormente riscontrato è la tipologia **H12** *(lesioni da distacco dai muri)* e non l'**H08** *(lesioni parallele all'orditura di solai e coperture).*

In questo caso, però, il danno **H12** può ritenersi compatibile con il danno **H08** in quanto nell'esaminare i 105 progetti si richiedeva espressamente al rilevatore l'indicazione della tessitura dei solai rispetto al setto portante per cui andrebbe valutato con più attenzione il modo in cui i rilevatori dei 201 progetti hanno fornito l'informazione e se hanno tenuto conto della tessitura dei solai rispetto ai maschi murari.

4.2.3 Correlazione danno-meccanismi

Nei grafici seguenti è rappresentata la correlazione tra i danni alle strutture verticali e i corrispondenti meccanismi attivati (nell'Allegato C sono riportate le tipologie di danno ed i meccanismi globali individuati su Medea). Nel grafico seguente di Fig. 4.54 sono riportati i dati elaborati dal database dei 200 edifici, mentre nel grafico successivo di Fig. 4.55 sono riportati i dati desunti dall'analisi dettagliata sui 105 edifici. I grafici sono sostanzialmente diversi in quanto nel database dei 200 edifici per ogni edificio è stata indicata solo la presenza della tipologia di danno e dei relativi meccanismi associati, ma non quante volte le correlazione rilevate si ripetono sull'intero edificio.

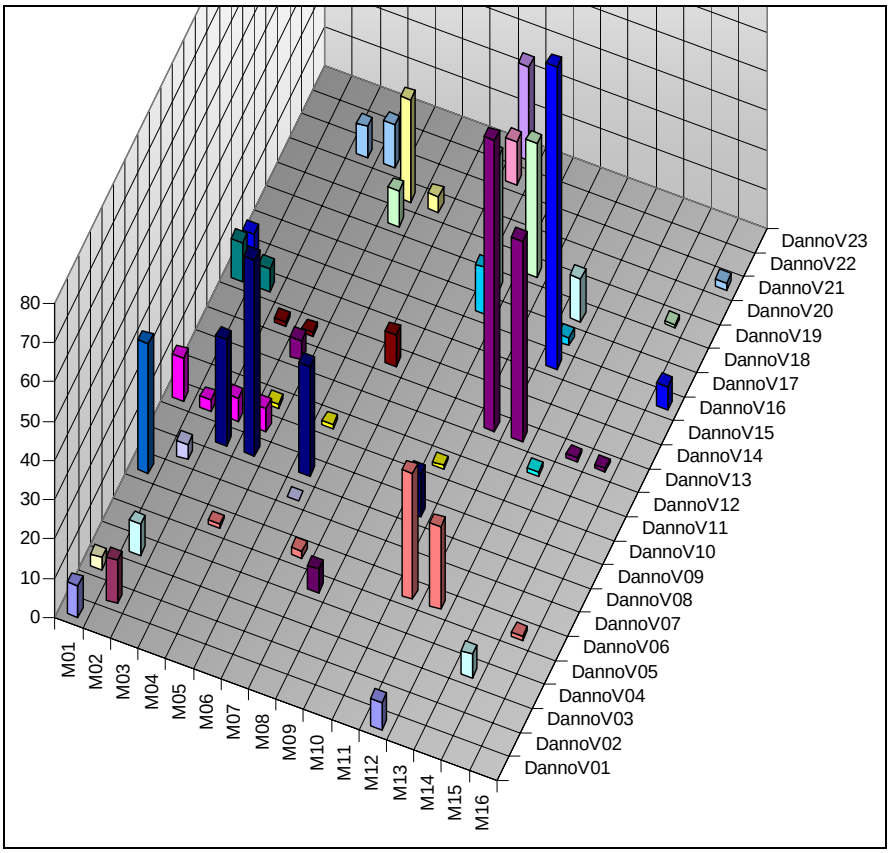


Fig. 4.54 - Correlazione tra il danno alle strutture verticali e i meccanismi attivati; database dei 200 edifici

I danni più ricorrenti sono:

- **V13** *(Lesioni ad andamento verticale nei parapetti tra le aperture o nelle fasce di piano)* che si manifesta in 132 casi: nel 56% dei casi associato al meccanismo **M11** *(per cedimento di architravi e/o piattabande)* e nel 38% dei casi al meccanismo **M12** *(da irregolarità del materiale, debolezze locali ecc.)*
- **V09** *(lesioni ad andamento verticale in corrispondenza di incroci tra muri: cantonali e/o croci di muro)* presente in 116 casi dei quali il 56 % dovuto all'attivazione del

meccanismo **M04** *(da ribaltamento parziale della parete)* e per un 24% ciascuno associato al meccanismo **M06** *(da rottura a flessione della parete)* ed al meccanismo **M03** *(da ribaltamento dell'intera parete)*

- **V16** *(schiacciamento locale della muratura)* associato per l'87% dei casi al meccanismo **M12** *(da irregolarità del materiale, debolezze locali ecc.)*
- **V06** *(Lesioni ad andamento diagonale nei parapetti sopra ed attraverso architravi di porte e finestre)* associato per il 56% dei casi al meccanismo **M11** ed al 37 % dei casi al meccanismo **M12**

Nell'analizzare i progetti dei 105 edifici campionati per ogni piano dell'edificio, oltre alle informazioni tipologiche, il rilevatore ha riportato il danno riscontrato, la sua intensità ed il meccanismo associato per tutte le volte che tale correlazione si presenta nel piano.

Non sempre, però, è stato possibile associare, con certezza, ad ogni danno il meccanismo che l'ha generato. L'alta percentuale di casi, circa il 57%, per i quali il rilevatore non ha fornito l'indicazione della correlazione dimostra le difficoltà che si incontrano in tale operazione, soprattutto quando non è possibile visionare l'edificio e si è costretti ad utilizzare metodi indiretti quali gli elaborati grafici dei progettisti e i rilievi fotografici.

Il grafico sottostante, nel quale non sono stati riportati i danni non associati ad un meccanismo, illustra le frequenze per il campione di 105 progetti delle correlazioni danno-meccanismo relative alle strutture verticali.

La correlazione più frequente è quella del danno **V19** ***(****espulsione di materiale in corrispondenza degli appoggi di travi dovuta a martellamento del solaio sulla parete)* associato al meccanismo **M10** *(per sfilamento delle travi del solaio dalla parete di supporto)* ed a seguire il danno **V18** con il meccanismo **M09** *(da irregolarità tra strutture adiacenti)* ed il danno **V06** con il meccanismo **M11** *(per cedimento di architravi e/o piattabande)*.

Se si considera solo il danno quello più frequente risulta essere il **V09** ed a seguire il **V06**, **V19** e **V13**. Notevolmente inferiore è la presenza degli altri tipi di danno.

Analogamente i meccanismi più frequenti risultano essere **M11**, **M09** e **M10.**

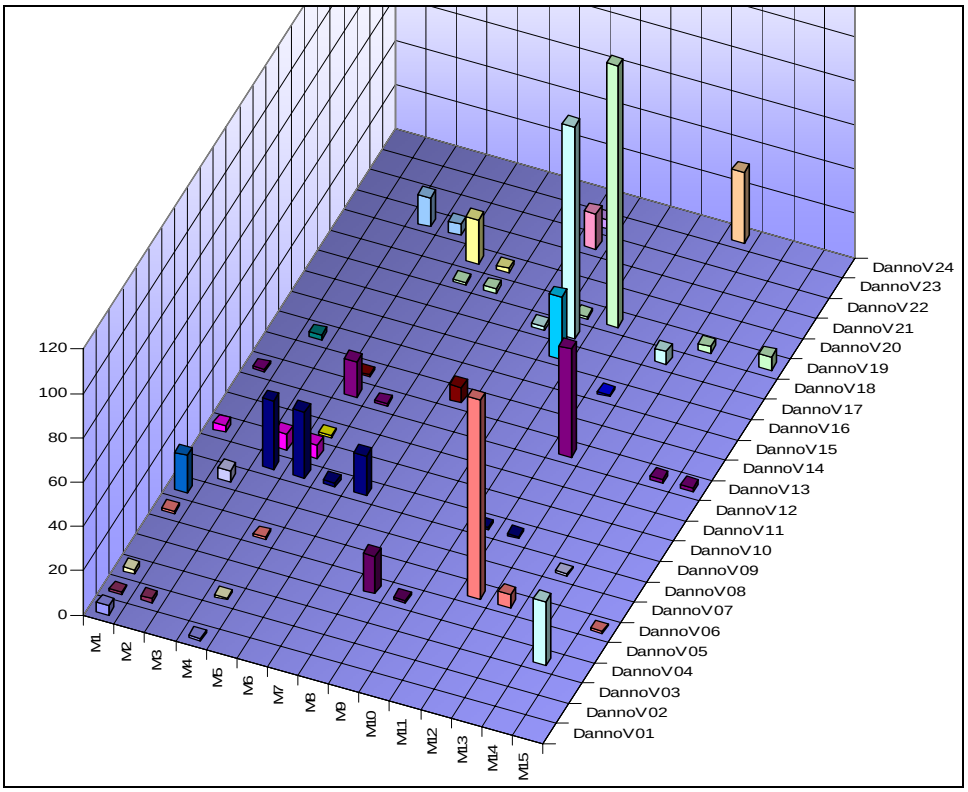


Fig. 4.55 - Correlazione tra il danno alle strutture verticali e i meccanismi attivati; analisi dettagliata sui 105 edifici

La correlazione per i 201 progetti SRP tra i danni alle strutture orizzontali ed i meccanismi attivati (Fig. 4.56) indica che quella nettamente più frequente relativa al meccanismo **M10** *(per sfilamento delle travi del solaio dalla parete di supporto)* associato al danno **H10** *(sfilamento dagli appoggi delle travi portanti e/o dei travetti secondari di solai e coperture)*, al medesimo danno è associato spesso anche il meccanismo **M05** *(da instabilità, verticale, della parete)*. Molto frequente è anche l'associazione del danno **H08** con i meccanismi **M05**, **M03** *(da ribaltamento dell'intera parete)*, **M01** *(da taglio nella parete per azioni nel piano).*

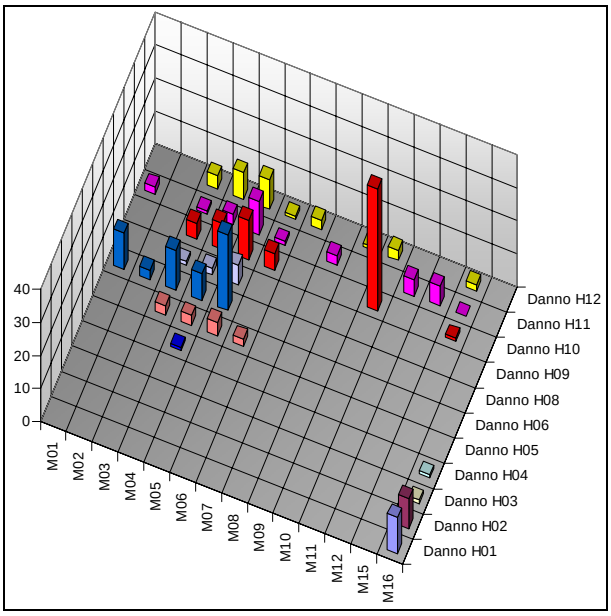


Fig. 4.56 - Correlazione tra il danno alle strutture orizzontali e i meccanismi attivati; database dei 201 edifici

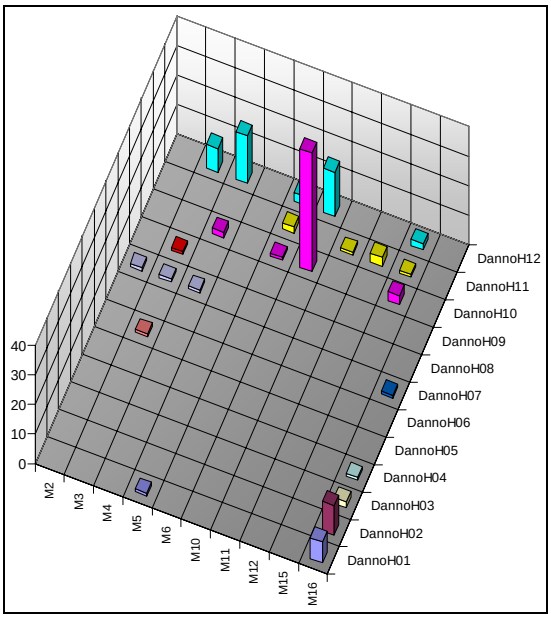


Fig. 4.57 - Correlazione tra il danno alle strutture orizzontali e i meccanismi attivati; analisi dettagliata sui 105 edifici

Anche per il database dei 105 progetti (Fig. 4.57), sempre considerando l'elevato numero di casi per i quali il rilevatore non ha indicato la correlazione, si rileva che la correlazione più frequente tra i danni alle strutture orizzontali ed i meccanismi attivati è quella tra il meccanismo **M10** *(per sfilamento delle travi del solaio dalla parete di supporto)* e il danno **H10** *(sfilamento dagli appoggi delle travi portanti e/o dei travetti secondari di solai e coperture.*

I due grafici per quanto detto sopra e per quanto già esposto precedentemente a proposito del danno **H08** ed **H12** sono abbastanza compatibili. Si nota come, anche facendo un'analisi più dettagliata, risulta difficile l'individuazione del meccanismo **M05** e, in misura minore, dei meccanismi **M03** ed **M04**.

4.3 EDIFICI PUBBLICI DEL CAMPIONE

4.3.1 Analisi della tipologia costruttiva

Per gli edifici pubblici come già detto precedentemente è stato raccolto e informatizzato un campione di 23 schede STAP. Per il caricamento dei dati è stata predisposta uno specifico software in quanto le schede STAP non erano state informatizzate.

Anche per gli edifici pubblici sono stati presi in considerazione solo quelli ricadenti nei Comuni (1) dove, secondo i dati elaborati dal SSN-GNDT-INGV e forniti dal Servizio Sismico Nazionale, è stata valutata una intensità sismica **I** pari perlomeno a 6,5 in almeno una località degli stessi Comuni.

L'analisi nella prima parte del presente paragrafo ha riguardato gli aspetti tipologici (numero piani, struttura verticale, orizzontamenti etc.), nella seconda parte è stata valutata la vulnerabilità.

Numero piani

Il numero di piani prevalenti degli edifici analizzati è compreso tra 1 e 4. solo un edificio ha sei piani, e nessun edificio ha cinque piani.

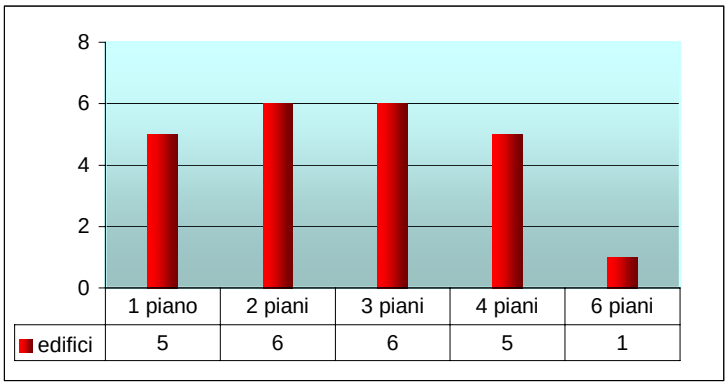


Fig. 4.58 - Numero piani

Tipologia costruttiva degli edifici

Le strutture verticali sono state realizzate prevalentemente in pietra sbozzata o in mattoni pieni. Queste due tipologie insieme rappresentano circa i due terzi del totale.

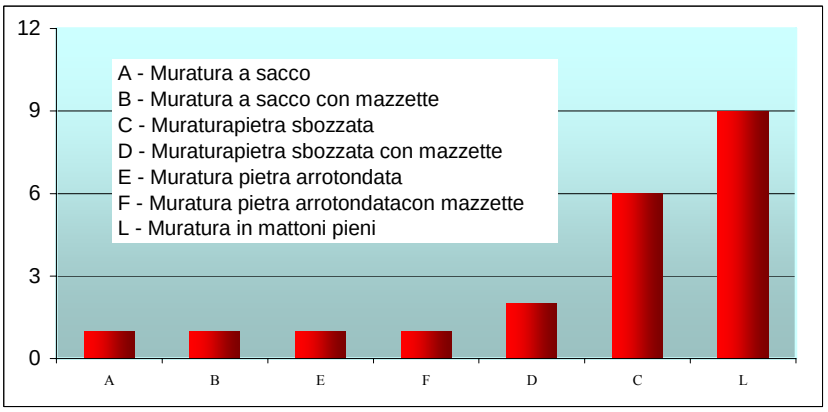


Fig. 4.59 - Tipologia della struttura verticale degli edifici

Nel grafico successivo è evidenziato l'utilizzo, per 7 edifici su 23, di più tipologie murarie per le strutture verticali.

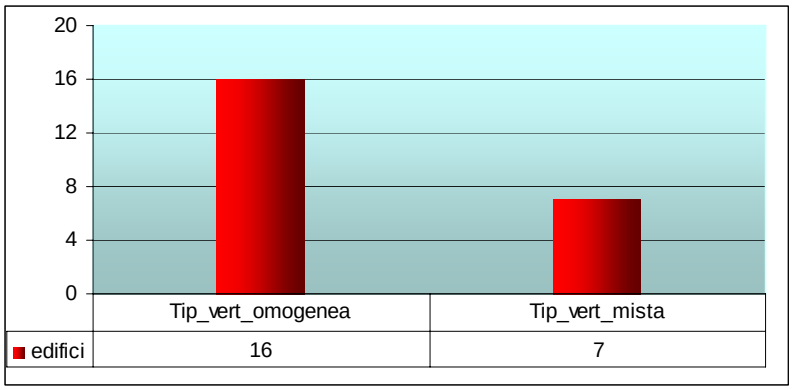


Fig. 4.60 - Tipologia della struttura verticale in elevazione degli edifici

Strutture orizzontali

La tipologia di solaio prevalente (Fig. 4.61) è quella in *laterocemento o soletta in c.a*; sono presenti in misura minore anche solai con *putrelle, in legno e con volte senza catene*

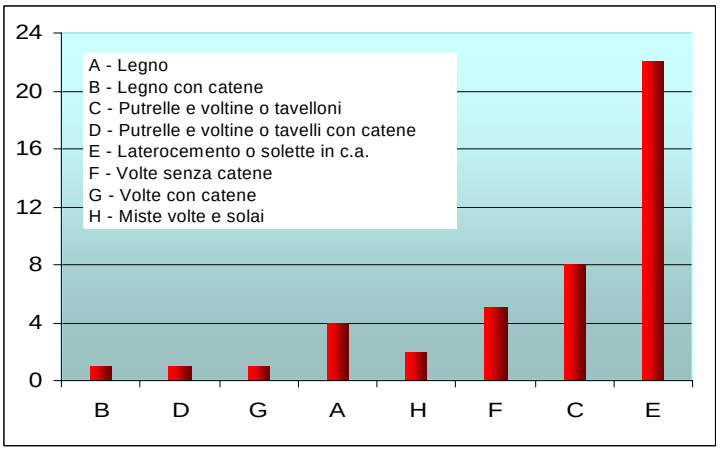


Fig. 4.61- Tipologia della struttura orizzontale

Copertura

Negli edifici presi in esame la copertura risulta essere in prevalenza *Parzialmente spingente* o *Non spingente.*

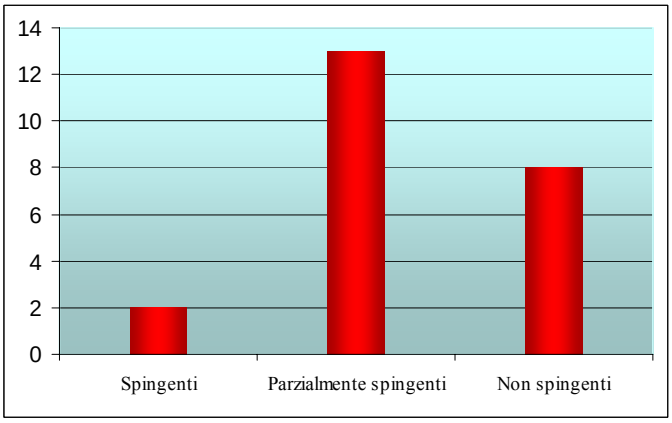


Fig. 4.62 - Presenza di spinte nelle coperture

4.3.2 Analisi della vulnerabilità

Per il calcolo dell'indice di vulnerabilità $\mathbf{I_V}$ degli edifici è stato seguito il metodo di valutazione della scheda classica di 2° livello GNDT (scheda Benedetti-Petrini, 1984) adattato, naturalmente, alle informazioni ricavabili dalla STAP-61.

La determinazione degli 11 parametri necessari al calcolo è stata fatta tenendo conto le indicazioni descritte nella parte riguardante gli edifici privati.

Nei grafici seguenti sono riportate le distribuzioni delle classi dei parametri degli edifici.

Parametro 1

Gli edifici in prevalenza appartengono alla *classe D (*con carenza di collegamento tra gli elementi strutturali) o alla *classe B (* edifici con cordoli o catene)\

Parametro 2

Gli edifici in prevalenza appartengono alla *classe D (* muratura cattiva con malta cattiva) sono anche presenti edifici in *classe A* (muratura buona ed omogenea con malta di buona qualità).

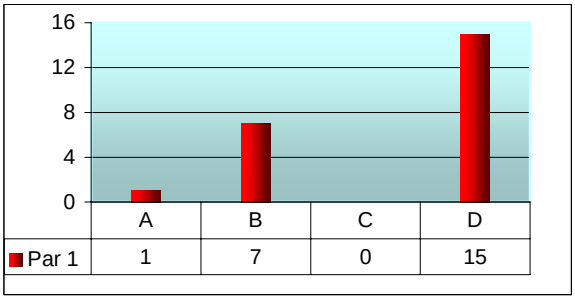


Fig. 4.63 - Parametro 1

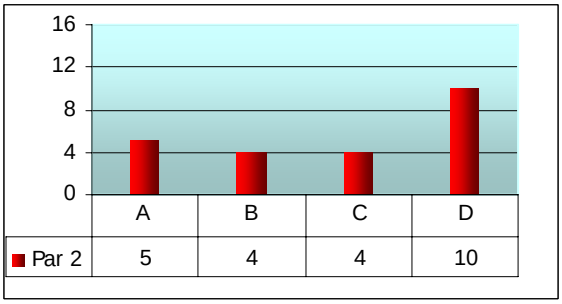


Fig. 4.64 - Parametro 2

Parametro 3

La maggioranza degli edifici appartiene alla *classe C,* con il valore della resistenza convenzionale C compreso tra 0,16 e 0,24.

Parametro 4

Quasi tutti gli edifici appartengono alla *classe D*, in quanto si sono verificati cedimenti fondali.

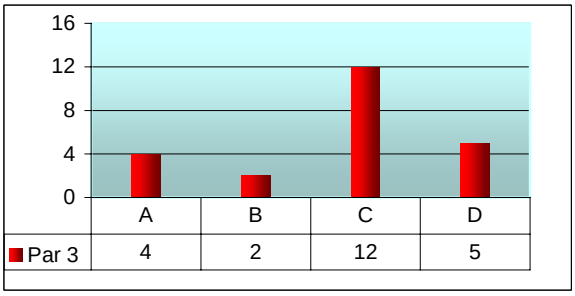


Fig. 4.65 - Parametro 3

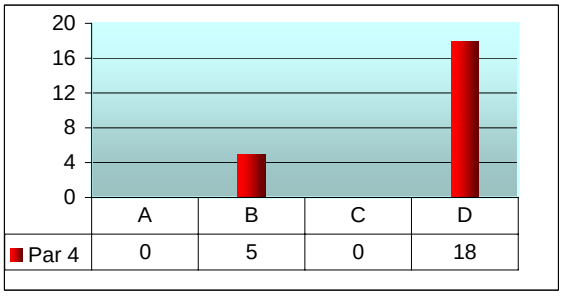


Fig. 4.66 - Parametro 4

Parametro 5

Anche in questo caso la maggior parte degli edifici ricade nella classe peggiore, in quanto gli orizzontamenti sono mal collegati alle strutture verticali.

Parametro 6

Gli edifici sono principalmente inclusi nelle classi *B e C* in quanto presentano una configurazione planimetrica che non si discosta molto dalla forma quadrata.

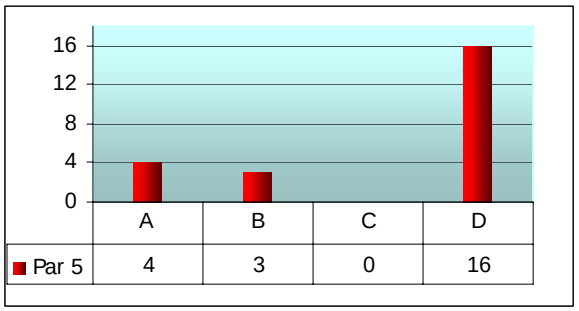


Fig. 4.67 - Parametro 5

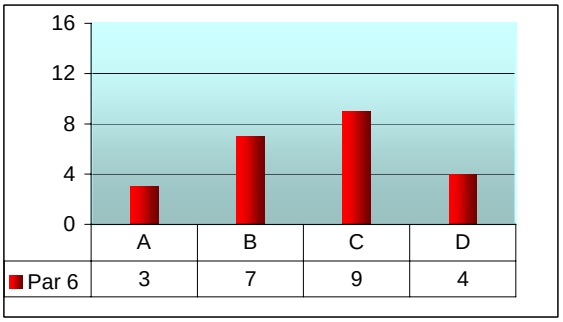


Fig. 4.68 - Parametro 6

Parametro 7

Tutti gli edifici appartengono alla *classe B* in quanto presentano irregolarità in elevazione della maglia muraria tra un livello e quello soprastante.

Parametro 8

In questo caso si nota una distribuzione uniforme degli edifici in tutte le classi.

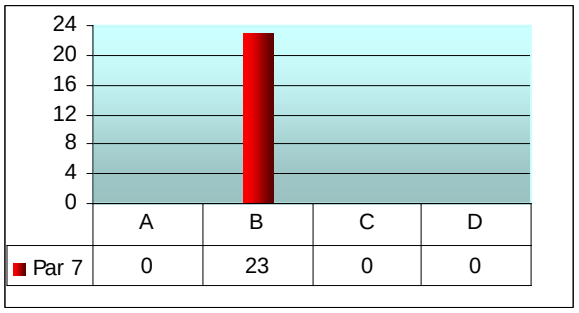


Fig. 4.69 - Parametro 7

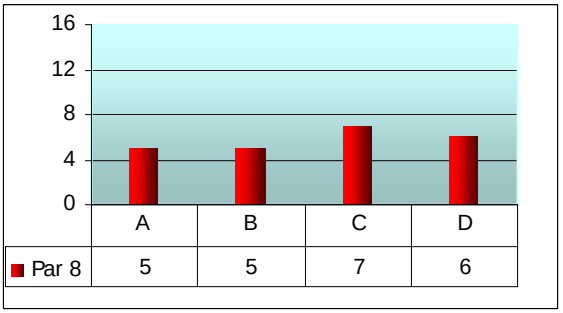


Fig. 4.70 - Parametro 8

Parametro 9

Gli edifici appartengono principalmente alla *classe C, (*con copertura parzialmente spingente) ed alla *classe D* (con copertura spingente).

Parametro 10

Gli edifici per le ipotesi formulate sono stati inseriti solo nelle classi B (edifici senza carenze di collegamento tra gli elementi non strutturali) e D (edifici con carenze di collegamento).

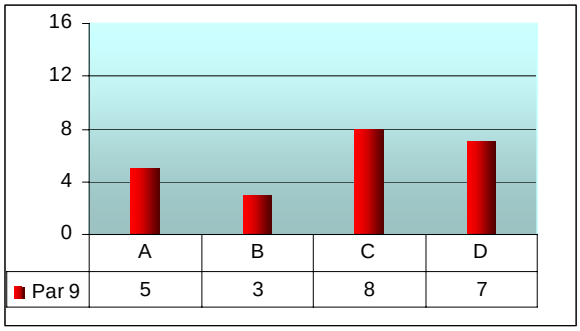


Fig. 4.71 - Parametro 9

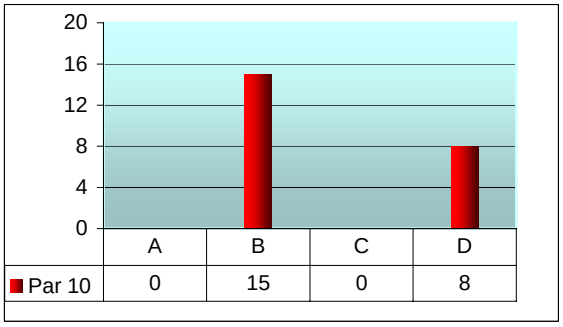


Fig. 4.72 - Parametro 10

Parametro 11

Gli edifici sono distribuiti essenzialmente tra le prime tre classi in quanto presentano uno stato di conservazione tra buono e discreto.

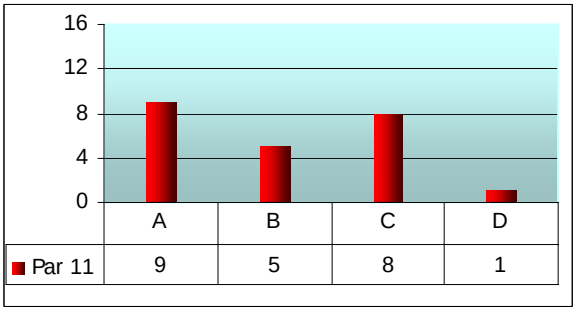


Fig. 4.73 - Parametro 11

Vulnerabilità degli edifici pubblici

Nel grafico sottostante (Fig. 4.74*)* è riportata la distribuzione dell'indice di vulnerabilità $\mathbf{I_V}$ per classi di vulnerabilità di 10 punti nella scala normalizzata che va da 0 a 100.

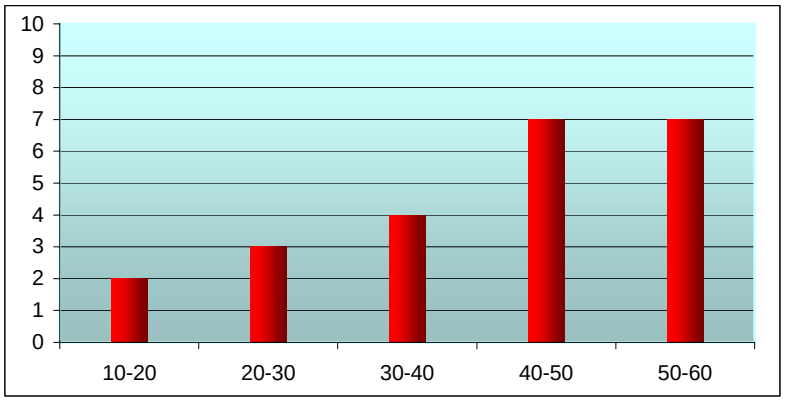


Fig. 4.74 - Vulnerabilità degli edifici pubblici normalizzata a 100

Nel grafico di Fig. 4.75 è indicata la distribuzione degli edifici secondo la classificazione MSK e la vulnerabilità corrispondente. Solo 3 edifici si trovano in classe A, 9 in classe B ed 11 nella classe C1. La distribuzione della vulnerabilità è abbastanza in accordo con la classe tipologica MSK, anche se alcuni edifici della classe C1 presentano valori più alti di vulnerabilità rispetto a quelli della classe B.

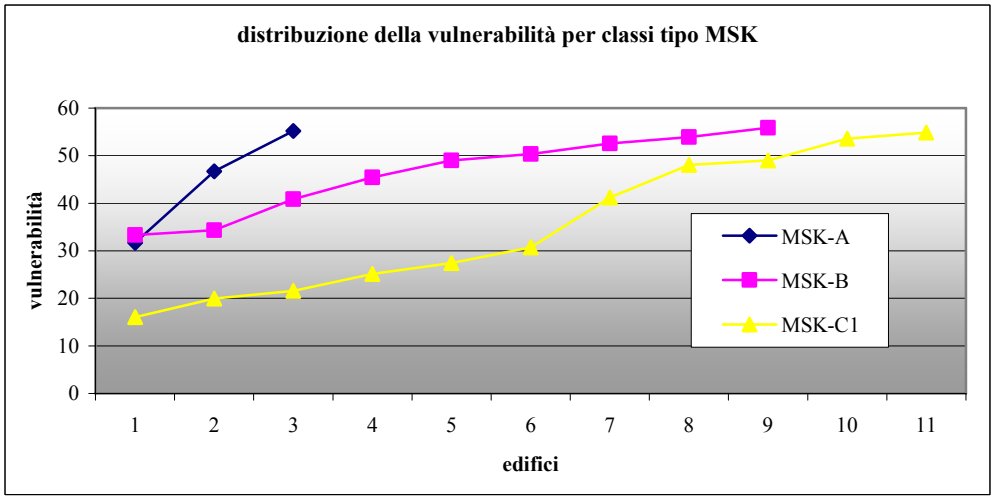


Fig. 4.75 - Distribuzione degli edifici per classificazione tipo MSK e indice di vulnerabilità

Data l'esiguità del campione di edifici a disposizione non è stato possibile indagare altre correlazioni, in quanto si sarebbero ottenuti risultati non significativi statisticamente.

5 REPERTORIO GRAFICO: MECCANISMI E DANNI DI 110 EDIFICI DANNEGGIATI

C. Morisi

Grazie alla collaborazione e disponibilità di alcuni progettisti, su richiesta della Regione Marche, sono stati acquisiti complessivamente 126 elaborati progettuali ricompresi tra i 201 edifici esaminati a campione, la maggior parte dei quali informatizzati.

Su di essi è stata condotta un'analisi dettagliata, esaminando gli elaborati grafici, le relazioni tecniche, le fotografie e quanto altro disponibile. La documentazione, non sempre è risultata completa ed ha presentato inoltre livelli di definizione assai variabili. Per la costruzione definitiva del repertorio delle correlazioni danno-meccanismo è stato però possibile utilizzare solo i dati di 110 progetti. Per questi edifici si è proceduto a rendere il più possibile omogenei gli elaborati grafici di rilievo, nei quali è stata inserita una classificazione tipologica (vedi legenda di Fig. 5.1) che consente di rappresentare le caratteristiche strutturali.

Per quanto riguarda le strutture orizzontali, alcuni simboli consentono di rappresentarne la tessitura in pianta e la posizione in prospetto dell'orizzontamento.

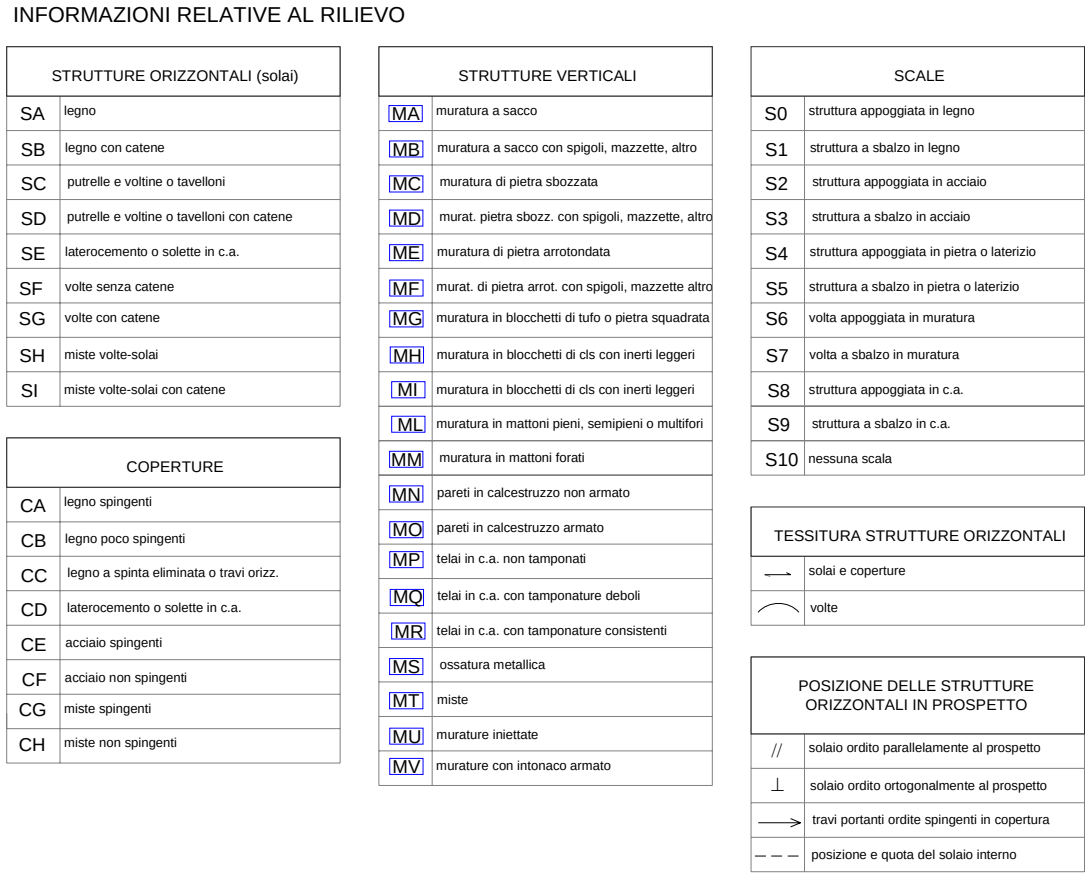


Fig. 5.1- Legenda per il rilievo delle strutture

Si è poi proceduto alla catalogazione dei danni rilevati in base all'abaco Medea (Allegato C) considerando 24 tipologie di danno alle strutture verticali, 13 tipologie di danno alle strutture orizzontali, 7 tipologie di danno alle scale e 6 tipologie di danno non strutturali.

Per quanto riguarda la determinazione del livello del danno strutturale si è fatto riferimento a tre categorie:

1. danno lieve (B)
2. danno medio-grave (C,D)
3. danno gravissimo (E).

I livelli di danno descritti fanno riferimento a quelli della sez. 8 della scheda GNDT di primo livello.

Ai danni rilevati sono stati associati i meccanismi in atto, laddove presenti, e quelli attivabili, dove è stata riscontrata la predisposizione allo sviluppo degli stessi. Anche per i meccanismi si è fatto riferimento all'abaco MEDEA.

I codici e la simbologia utilizzata per la rappresentazione grafica dei danni e dei meccanismi sono riportati in Fig. 5.2.

Fig. 5.2 - Codici dei danni e dei meccanismi

Rispetto alle categorie di danno definite in MEDEA è stata aggiunta la categoria V24, riferita alle lesioni dovute alle discontinuità di varia natura dei materiali, al fine di poter meglio classificare tali danni frequentemente osservati nei casi esaminati e riconducibili al meccanismo M12.

I dati relativi a ciascun progetto sono stati infine organizzati su tavole grafiche. Su ciascuna tavola sono riportati, come identificativi del progetto, il codice GNDT ed il codice ISTAT del comune dove è localizzato l'edificio.

Accanto agli elaborati di rilievo è stata riportata la legenda originale del progettista.

Nella figura Fig. 5.3 seguente si riporta un esempio della rappresentazione grafica adottata per rappresentare il legame tra il danno ed i meccanismi attivati.

In appendice al volume sono state riportate alcune tavole illustrative del repertorio grafico dei progetti esaminati mentre, nell'Allegato E, è inserito l'intero repertorio.

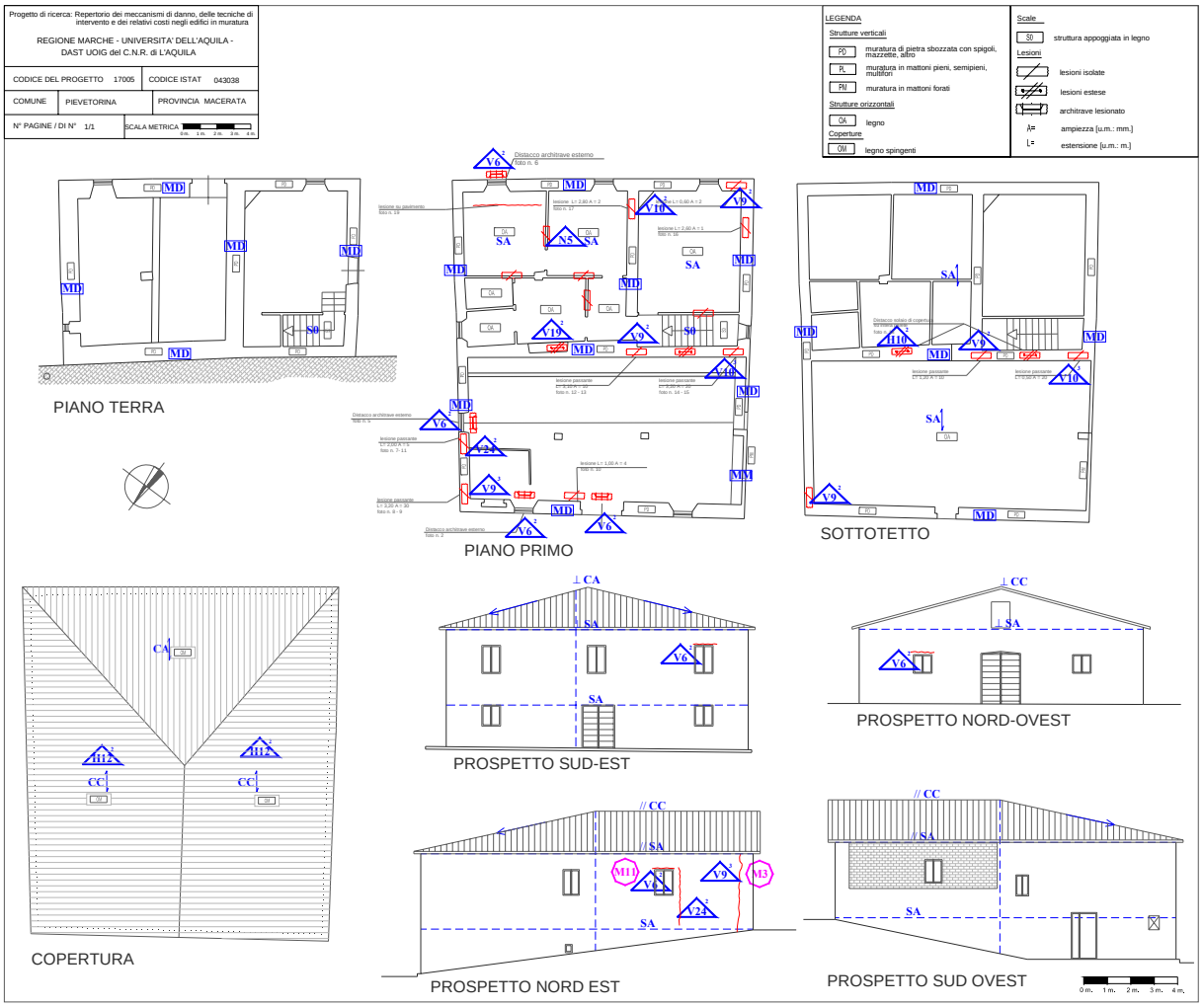


Fig. 5.3 - Esempio di rappresentazione grafica della correlazione danno-meccanismo

6 ANALISI DELLE CARENZE STRUTTURALI E DEI MECCANISMI

L.Corazza, A.Mannella, A. Martinelli, A. Petracca

6.1 CORRELAZIONE TRA CARENZE STRUTTURALI E MECCANISMI

Sono state sviluppate delle correlazioni tra le carenze strutturali segnalate dai tecnici sulla STAP e i meccanismi attivabili. La disponibilità degli oltre 5000 progetti del database STAP e i dati aggiuntivi rilevati per 200 edifici hanno in seguito permesso di validare le correlazioni individuate. Le correlazioni tra i meccanismi e le carenze necessarie alla loro attivazione sono illustrate nella tabella sottostante. Per ogni meccanismo sono indicate le carenze che devono essere presenti o assenti affinché il meccanismo possa attivarsi. Ad esempio, se si considera il meccanismo di ribaltamento globale della parete M03, per la sua attivazione devono riscontrarsi carenze di collegamenti tra i solai e le pareti ortogonali. La presenza di orizzontamenti spingenti non è determinante ma può favorire l'instaurarsi di tale meccanismo.

CARENZE STRUTTURALI	MECCANISMI ATTIVABILI															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Orizzontamenti deformabili	NO	NO					NO									SI
Orizzontamenti mal collegati alle strutture verticali	NO	NO	SI	SI	NO	SI	NO			SI			SI	SI	SI	
Coperture spingenti		NO	SI*	SI*		SI*				SI*				SI*	SI*	
Cedimenti terreno								SI								
Edificio non rispettante la normativa sismica	NO	NO	SI	SI				SI*	SI	SI*	SI*	SI*		SI		
Edificio senza cordoli o catene	NO	NO	SI	SI	NO	SI*				SI*					SI	SI
Carenza di resistenza nei maschi murari					SI		SI			SI	SI	SI				
Carenza di collegamenti fra gli elementi strutturali	NO	NO	SI	NO	SI	NO	NO							SI		
Presenza di spinte non contrastate			SI*	SI*		SI*				SI*			SI	SI*	SI*	SI
Deformabilità dei diaframmi (anche dovuta a piani sfalsati)	NO						NO		SI							
Cattiva distribuzione degli elementi resistenti	NO								SI							
Carenza di collegamenti negli elementi non strutturali												SI				
CSG 0: Nessuna carenza strutturale grave																
CSG 1: Carenza di resistenza della muratura: cattiva qualità materiali, mancanza collegamenti, muri in forati			SI*	SI*	SI*	SI*					SI	SI				
CSG 2: Murature in falso sui solai																
CSG 3: Irregolarità in pianta di forte entità									SI*							
CSG 4: Irregolarita in elevazione di forte entità									SI*							
CSG 5: Copertura con orditura principale priva di collegamento trasversale			SI*	SI*		SI*				SI			SI*	SI*	SI*	

Fig. 6.1 - Relazioni indicate tra carenze strutturali e meccanismi attivabili

Legenda:

Voce	Descrizione
Si	è necessario che la carenza sia presente affinché si attivi il meccanismo
No	di norma il meccanismo si innesca se la carenza non è presente
Si*	la presenza della carenza non è fondamentale per l'attivazione del meccanismo, ma può favorirla

Per verificare la veridicità delle correlazioni ipotizzate sono state analizzate le informazioni relative al campione di 201 progetti per poi poterle estendere alla totalità degli edifici STAP. In

particolare sono state prese in considerazione due tra le tipologie di danneggiamento più frequenti rilevate sui 201 progetti, i danni **V09** e **V19**, al fine di individuare le relazioni tra le carenze strutturali, il tipo di danneggiamento riportato dall'edificio e i meccanismi attivati.

6.1.1 Analisi della tipologia di danno V09

La prima tipologia di danneggiamento analizzata è la **V09** *(lesioni ad andamento verticale in corrispondenza di incroci tra muri)* che si manifesta con lesioni determinate dal distacco della parete dai muri ad essa ortogonali per mancanza di ammorsamenti o collegamenti efficaci. Questa tipologia di danneggiamento si verifica in particolare quando si innescano i meccanismi **M03** *(da ribaltamento dell'intera parete)*, **M04** *(da ribaltamento parziale della parete)*, **M06** *(rottura a flessione della parete)*. E' inoltre possibile associare a tale danneggiamento il meccanismo **M10** *(sfilamento delle travi dal solaio di supporto)*, anche se lo sfilamento delle travi del solaio può essere una conseguenza dei movimenti fuori dal piano della parete.

Nel grafico di Fig. 6.2 è rappresentata la frequenza con la quale si sono verificati i meccanismi appena descritti associati al danno **V09**. Nel 47% dei casi il danno **V09** è dovuto all'attivazione del meccanismo **M04**, in circa il 25% dei casi al meccanismo **M03** e sempre per un 25% all'**M06**. I meccanismi **M03, M04, M06** sono meccanismi di ribaltamento della parete, e quindi si innescano con probabilità molto maggiore quando la parete ha un cattivo ammorsamento con i setti ad essa ortogonali e/o con gli orizzontamenti. L'eventuale presenza di spinte non contrastate, di coperture spingenti e la mancanza del collegamento trasversale nei solai di copertura possono aiutare l'instaurarsi dei suddetti meccanismi, ma la loro presenza non è fondamentale.

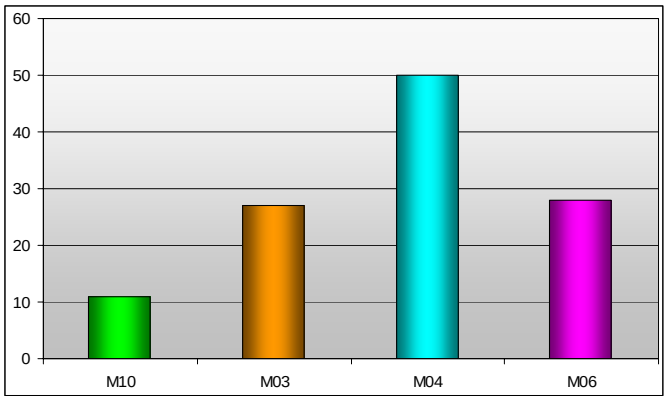


Fig. 6.2- Frequenza dei meccanismi associati al danneggiamento di tipo V09

A verifica di quanto esposto precedentemente si nota in Fig. 6.3 come, nella quasi totalità dei casi, il manifestarsi del danno **V09** è strettamente correlato al cattivo collegamento delle strutture orizzontali ai maschi murari

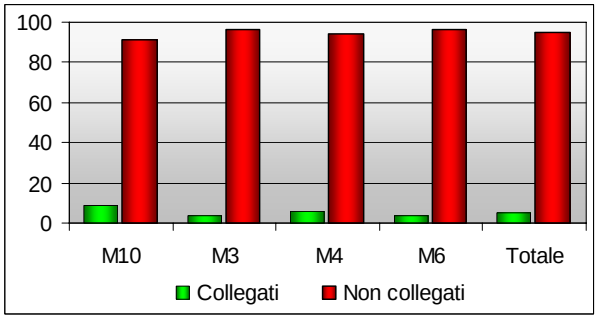


Fig. 6.3- Collegamento degli orizzontamenti alle strutture verticali (valori in percentuale)

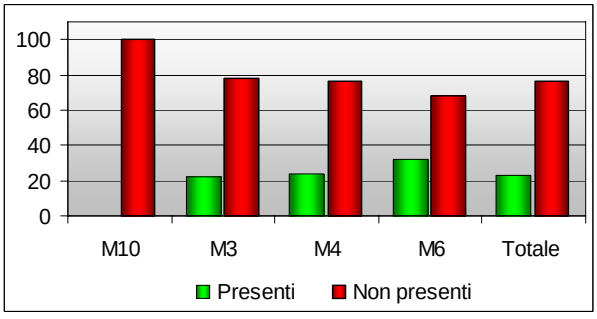


Fig. 6.4- Presenza di cordoli o catene (valori in percentuale)

In Fig. 6.4 si può osservare che, come ipotizzato, anche l'assenza di cordoli e /o catene è molto influente sul danno V09. Si noti come l'innescarsi del meccanismo **M10** *(sfilamento delle travi dal solaio di supporto*) è condizionato completamente dall'assenza di cordoli.

La presenza di spinte non contrastate (Fig. 6.5) è praticamente indifferente al verificarsi del danno **V09** nella sua globalità. Vediamo, invece, come le spinte siano piuttosto determinanti per l'insorgere del meccanismo **M04** *(da ribaltamento parziale della parete)*.

Il collegamento delle coperture (Fig. 6.6) rispetto al danno **V09** è determinante per l'insorgere del meccanismo **M10** *(sfilamento delle travi dal solaio di supporto)*.

Gli altri meccanismi sono leggermente meno sensibili all'efficacia del collegamento in copertura.

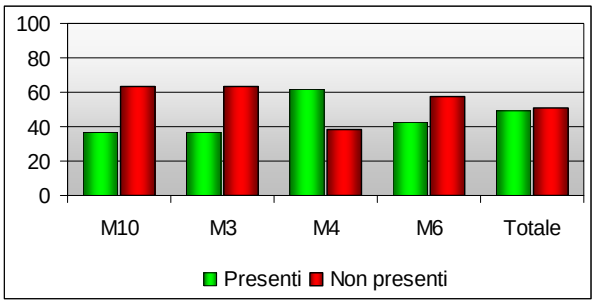


Fig. 6.5 - Presenza di spinte non contrastate (valori in percentuale)

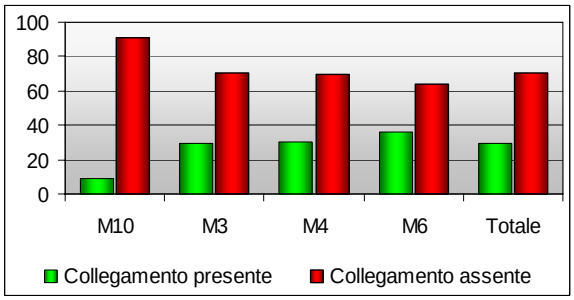


Fig. 6.6 - Presenza di collegamento trasversale in copertura (valori in percentuale)

Il danno **V09** non sembrerebbe direttamente correlato alla tipologia della copertura (Fig. 6.7).

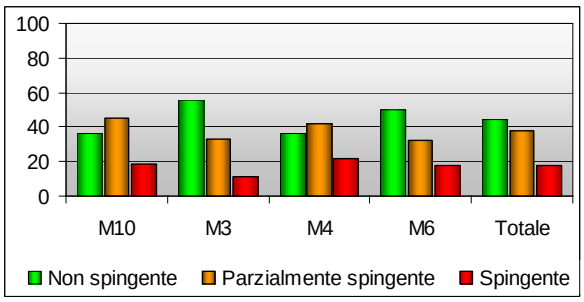


Fig. 6.7- Presenza di coperture spingenti (valori in percentuale)

6.1.2 Analisi della tipologia di danno V19

Nei grafici seguenti viene analizzata la tipologia di danneggiamento V19 (*espulsione di materiale in corrispondenza degli appoggi di travi, a livello di piano e/o di copertura, dovuta a martellamento del solaio sulla parete*) dovuta al martellamento del solaio sulla parete. Questo fenomeno è associato in particolare all'azione di martellamento ciclico, conseguente all'azione sismica, delle travi di solaio non ben ammorsate alla muratura di sostegno. Si localizza, generalmente, a livello di copertura e/o di piano.

Il meccanismo associato più frequentemente a questa tipologia di danneggiamento (Fig. 6.8) è l'M10 (sfilamento delle travi dal solaio di supporto), per circa l'80% dei casi; sono altresì collegati a questo danno il meccanismo M05 (instabilità verticale della parete) e raramente il meccanismo M15 (ribaltamento della fascia di sottotetto).

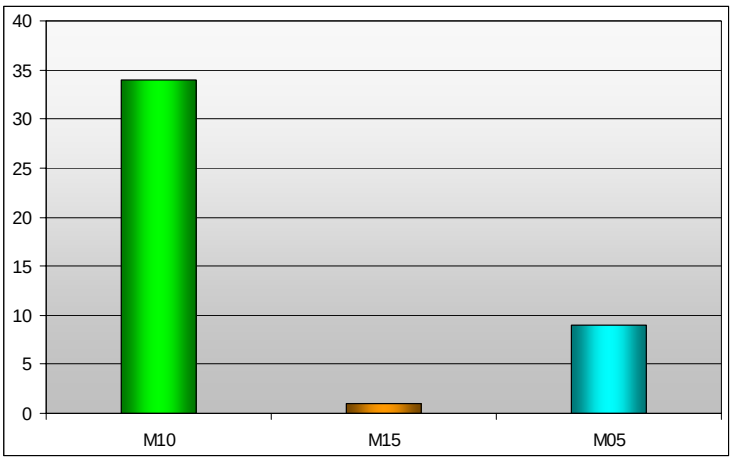


Fig. 6.8 - Frequenza dei meccanismi associati ai danneggiamento di tipo V19

Anche in questo caso il quadro delle carenze strutturali evidenziato nel grafico di Fig. 6.9 è pienamente compatibile con le considerazioni fatte; in particolare il cattivo collegamento solai-maschi murari è causa dell'instaurarsi del meccanismo M10 ed M05 con conseguente danneggiamento di tipo V19.

Anche per il danno **V19** l'assenza di cordoli e /o catene è notevolmente influente. Si noti in Fig. 6.10 come l'innescarsi del meccanismo **M05** *(instabilità verticale della parete)* è condizionato completamente dall'assenza di cordoli e/o catene.

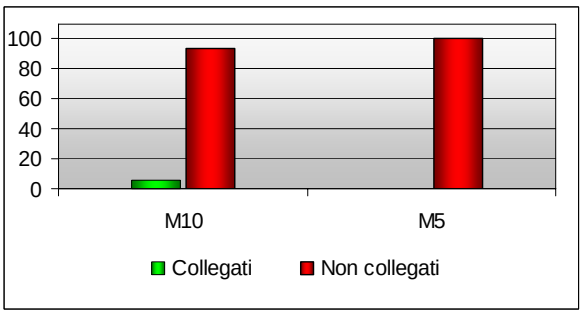


Fig. 6.9 - Presenza di collegamenti tra gli orizzontamenti e le strutture verticali

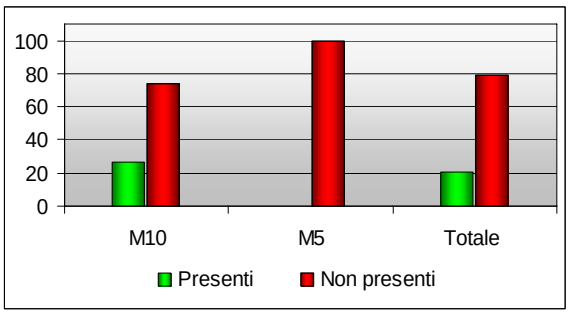


Fig. 6.10 - Presenza di cordoli o catene

Il collegamento delle coperture (Fig. 6.11) rispetto al danno **V19** favorisce l'insorgere del meccanismo **M10** *(sfilamento delle travi dal solaio)* e del meccanismo **M05** *(instabilità verticale della parete)*.

Come per il danno V09 anche il danno V19 non sembrerebbe direttamente correlato alla tipologia della copertura (Fig. 6.12).

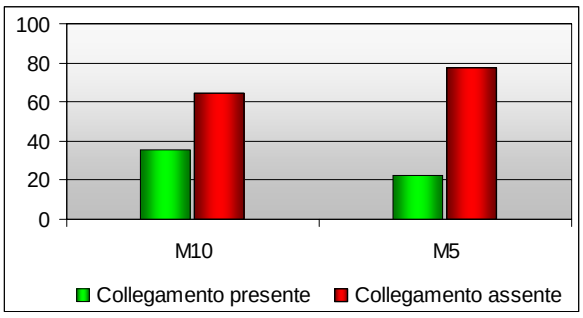


Fig. 6.11 - Presenza del collegamento trasversale in copertura

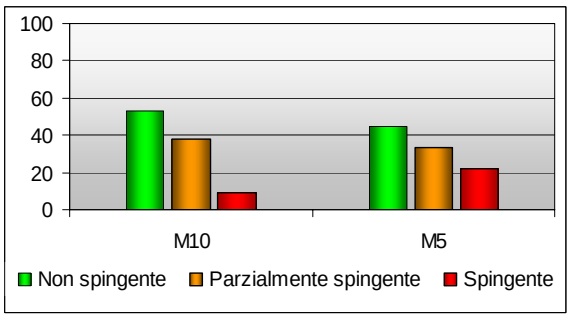


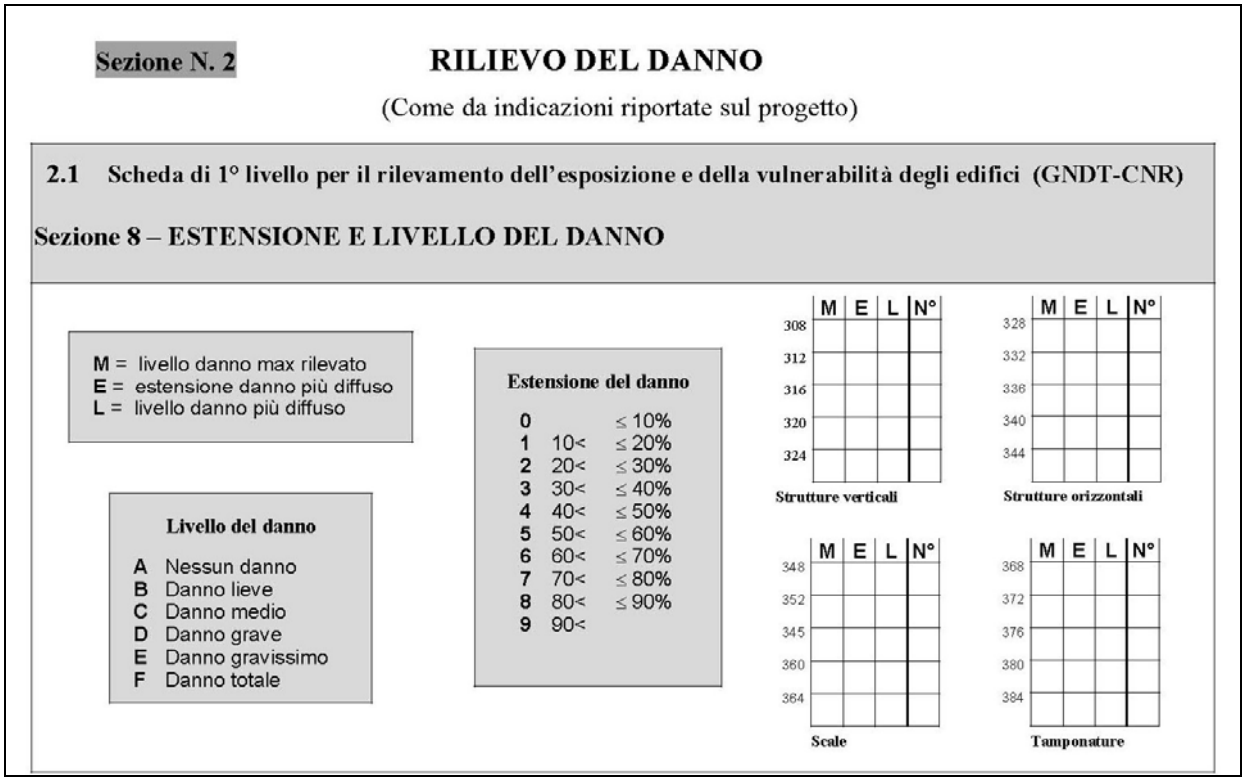
Fig. 6.12 - Presenza di coperture spingenti

Il quadro delle carenze strutturali evidenziato nei grafici precedenti è soddisfacentemente compatibile con le considerazioni precedentemente proposte, quindi appare corretta la definizione della correlazione illustrata tra le carenze strutturali sopra descritte e i relativi meccanismi.

In definitiva è stato stabilito un legame tra le carenze strutturali evidenziate nell'edificio considerato e i possibili meccanismi che possono attivarsi. E' possibile collegare tali informazioni al danneggiamento atteso e agli interventi strettamente necessari che è possibile proporre per eliminare o ridurre fortemente la vulnerabilità locale dell'edificio.

6.2 VALUTAZIONE DELL'INDICE DI DANNO

Nella sezione N. 2 scheda SRP è stato riportato il danno alle strutture verticali e orizzontali secondo lo schema della scheda GNDT di primo livello. A partire da tali dati è stato determinato l'indice economico di danneggiamento globale dell'edificio *d*, utilizzando la formulazione GNDT.



Sezione N. 2 **RILIEVO DEL DANNO**

(Come da indicazioni riportate sul progetto)

2.1 Scheda di 1° livello per il rilevamento dell'esposizione e della vulnerabilità degli edifici (GNDT-CNR)

Sezione 8 – ESTENSIONE E LIVELLO DEL DANNO

M = livello danno max rilevato
E = estensione danno più diffuso
L = livello danno più diffuso

Livello del danno

A	Nessun danno
B	Danno lieve
C	Danno medio
D	Danno grave
E	Danno gravissimo
F	Danno totale

Estensione del danno

0		≤ 10%
1	10<	≤ 20%
2	20<	≤ 30%
3	30<	≤ 40%
4	40<	≤ 50%
5	50<	≤ 60%
6	60<	≤ 70%
7	70<	≤ 80%
8	80<	≤ 90%
9	90<	

	M	E	L	N°
308				
312				
316				
320				
324				

Strutture verticali

	M	E	L	N°
328				
332				
336				
340				
344				

Strutture orizzontali

	M	E	L	N°
348				
352				
345				
360				
364				

Scale

	M	E	L	N°
368				
372				
376				
380				
384				

Tamponature

Tale indice viene ricavato combinando gli indici di danno d_{ij} per la componente danneggiata i-esima del piano j-esimo nel modo di seguito illustrato. L'indice di danno d_{ij} è ottenuto abbinando ai sei stati possibili di danneggiamento, da A ad F gli indici 0.0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0, equispaziati nell'intervallo (0 – 1), e combinando il danno massimo con quello più diffuso mediante la formula:

$$d_{ij} = e \cdot d_e + (1-e) \cdot d_m / 3 \tag{6.1}$$

In cui d_e è l'indice dello stato di danno più diffuso nel piano sulla componente considerata ($_e$ è la sua estensione relativa), d_m è l'indice del più grave stato di danno presente nel piano sulla componente. L'indice di danno per l'intero edificio è stato definito con una media pesata del tipo:

$$d = \sum_{ij} S_i F_j d_{ij} \tag{6.2}$$

dove S_j, F_j sono coefficienti ponderali che caratterizzano le componenti ed i piani, assunti come segue: S_i è il rapporto fra il valore economico della componente i-esima e quello dell'insieme delle strutture considerate, mentre F_j è il rapporto fra il volume del piano j-esimo ed il volume totale.

Le tipologie di strutture danneggiate considerate sono due: le strutture orizzontali, a cui è stato attribuito un coefficiente S_j pari a 0.3, e le strutture verticali, a cui stato attribuito un coefficiente S_j pari a 0.7.

Su 105 edifici, come detto in precedenza, è stata condotta un'analisi dettagliata, esaminando gli elaborati grafici, le relazioni tecniche e le fotografie ed è stato preparato un database aggiuntivo.

Tra gli altri dati acquisiti è stata inserita, per ogni piano dell'edificio, una descrizione del danno su quattro livelli (0 = nessun danno; 1 = danno lieve; 2 = danno moderato – grave; 3 = danno gravissimo – crollo), indicando per ognuno la percentuale di danneggiamento presente al piano rilevato. La somma delle percentuali assegnate ad ogni livello di danno è pari al 100% del piano. In base a questo rilievo è stato definito un ulteriore indice di danno, variabile tra 0 ed 1, ottenuto combinando i valori assegnati, per ciascun piano dell'edificio, alle percentuali dei quattro livelli di danno appena descritti.

Ai quattro livelli di danno vengono assegnati i seguenti pesi:

Livello di danneggiamento	**Peso adottato**
nessun danno	0
danno lieve	1
danno moderato – grave	2
danno gravissimo – crollo	3

L'indice di danno per l'intero edificio viene ricavato combinando gli indici di danno d_{ij} per la componente danneggiata i-esima del piano j-esimo calcolati mediante la seguente formula:

$$d_{ij} = \frac{\sum_{i=0}^{3} \%d_i \cdot p_i}{p_{\max}} \tag{6.3}$$

dove d_i è la percentuale di danneggiamento della componente j-esima, p_i è il peso del relativo livello di danneggiamento e p_{max} è il peso del livello di danneggiamento massimo.

L'indice di danno per l'intero edificio è stato definito con una media pesata del tipo:

$$d = \sum_{ij} S_i F_j d_{ij} \tag{6.4}$$

dove S_j, F_j sono coefficienti ponderali che caratterizzano le componenti ed i piani, assunti come segue: S_i è il rapporto fra il valore economico della componente i-esima e quello dell'insieme delle strutture considerate, mentre F_j è pari a 1/(n° di piani dell'edificio).

Le tipologie di strutture danneggiate considerate sono: le strutture orizzontali, a cui è stato attribuito un coefficiente S_j pari a 0.3, e le strutture verticali a cui il coefficiente S_j attribuito è pari a 0.7.

Un confronto tra i risultati ottenuti calcolando i due indici di danno appena descritti è illustrato nella figura sottostante.

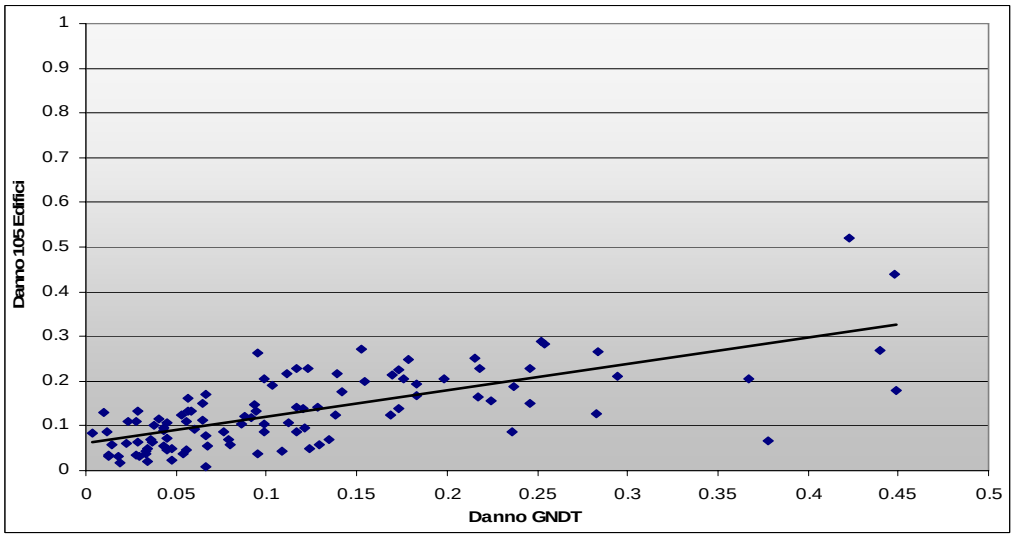


Fig. 6.13 - Correlazione tra l'indice di danno calcolato per i 105 edifici e l'indice di danno globale GNDT

La retta interpolatrice dei dati ha un'inclinazione molto prossima ai 45°, ad indicare la sostanziale equivalenza dei due indici di danno. La dispersione dei dati intorno alla retta può essere ricondotta in parte al metodo di calcolo adottato per l'indice dei 105 edifici, per il quale, a differenza dell'indice GNDT non si è tenuto conto della volumetria dei vari livelli, e in parte alla soggettività di rilievo del danneggiamento dell'edificio, che interessando componenti eterogenee tra loro, sia per estensione che per gravità difficilmente può essere omogeneizzato rispetto ad una determinata grandezza, in questo caso il volume di piano.

6.3 CORRELAZIONE VULNERABILITÀ E DANNO

Nei grafici sottostanti è riportata la correlazione individuata tra l'indice di vulnerabilità e il danneggiamento degli edifici rilevati, calcolato con entrambi i metodi illustrati precedentemente.

Si può supporre che la dispersione visualizzata sia dovuta essenzialmente alle diverse intensità con cui il sisma ha colpito gli edifici rilevati. Purtroppo non essendo disponibili dati accurati sull'amplificazione sismica locale subita dagli edifici non è possibile affinare ulteriormente il dato presentato.

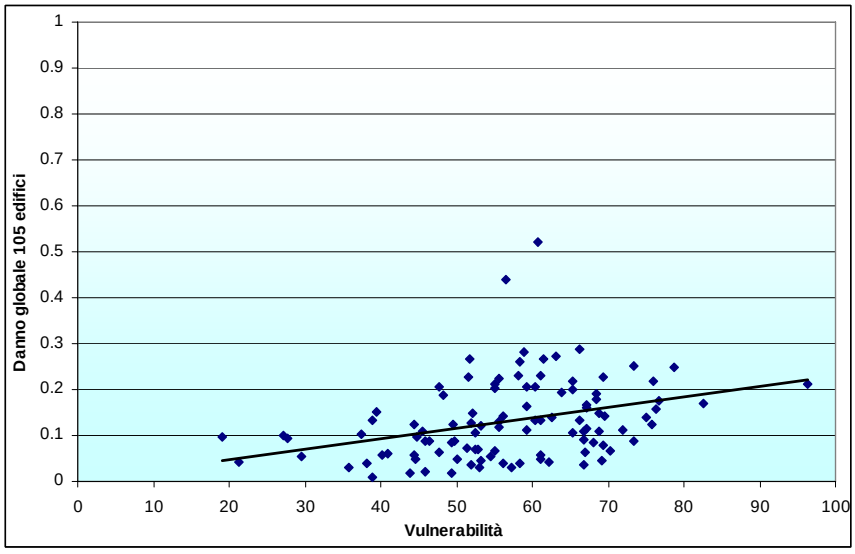


Fig. 6.14 - Correlazione tra vulnerabilità e danno globale calcolato per i 105 edifici

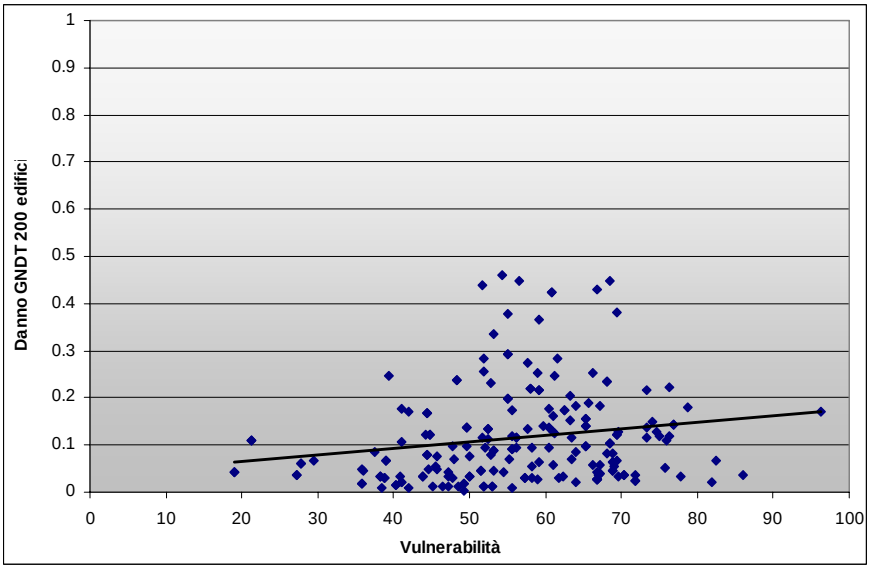


Fig. 6.15 - Correlazione tra vulnerabilità e danno GNDT calcolato per i 200 edifici

7 ANALISI DEGLI INTERVENTI E DEFINIZIONI DEI COSTI PARAMETRICI

G. Cifani, L. Corazza, A. Mannella, A. Petracca

7.1 ANALISI DEI COSTI

La finalità di questo studio è relativa alla valutazione degli aspetti tecnico-economici della ricostruzione ed è indirizzata ad agevolare l'analisi dei danni post-terremoto, le stime dei costi di intervento e a facilitare la costruzione di linee guida per i professionisti e le imprese sulle possibili tecniche di intervento.

L'obiettivo primario è stato quello di formulare dei modelli di valutazione razionali che potessero essere utilizzati sia per una verifica di congruità nelle stime di costo individuate nella normativa regionale per la ricostruzione dell'edilizia privata in muratura, sia per la programmazione e gestione di interventi futuri su questo tipo di patrimonio.

I risultati conseguiti potranno essere trasferiti agli Enti preposti alla gestione dei rilievi di danno, pronto intervento ed agibilità per edifici ordinari in muratura in future emergenze post-sismiche, nonché a tutti gli operatori pubblici e privati.

Per le analisi e ed i modelli proposti relativamente ai costi d'intervento, la scelta di fondo è stata quella di individuare una serie di categorie di interventi tipo sulle strutture verticali, gli orizzontamenti e la copertura, definiti anche attraverso i lavori descritti nelle voci dei prezziari delle opere edili utilizzati nella Regione Marche. Con riferimento a tali categorie di intervento è stato svolto uno studio delle relazioni con i meccanismi locali di collasso e le tipologie di danneggiamento.

In particolare è stato sviluppato un modello di stima dei costi basato sulla definizione di matrici di correlazione tra le condizioni danno, i meccanismi locali di collasso dell'edificio e le categorie di intervento.

7.1.1 Illustrazione della metodologia seguita

L'analisi dei dati di costo in base al *Danno*, al *Meccanismo di danno* e agli *Interventi effettuati* è proceduta sui seguenti passi:

1. Analisi del database desunto dalle schede SRP;
2. Determinazione delle correlazioni esistenti tra *Interventi*, *Danni* e *Meccanismi di danno*, a partire dalle schede di rilevamento SRP;
3. Determinazione dei *Costi unitari* da attribuire alle tipologie di intervento individuate nel database SRP con l'ausilio del database STAP-61;
4. Analisi delle correlazioni *Intervento – Danno – Meccanismo di danno* in funzione dei livelli di danno e delle relative frequenze e determinazione di un *Coefficiente Unico* da attribuire a queste ultime;
5. Determinazione di un costo medio di intervento da attribuire alla coppia *Danno - Meccanismo di danno*.

E' stato inoltre effettuata l'analisi del Danno per livelli dell'edificio in relazione ai Costi degli Interventi effettuati:

6. Analisi della sezione 2.1 delle schede SRP nella quale il danno è stato descritto secondo la metodologia della scheda GNDT (sez. 8: estensione e livello del danno);
7. Determinazione di un algoritmo da applicare ai dati estrapolati al fine di definire un *Danno Medio normalizzato* da attribuire al progetto;
8. Individuazione delle possibili correlazioni tra il *Danno Medio* e gli *interventi effettuati* sull'edificio
9. Analisi delle relazioni tra il *Costo di intervento* ed il *Danno Medio*;

Qui di seguito si descrivono le nove fasi operative sopra elencate:

1 – Come prima operazione è stata effettuata l'analisi degli errori di immissione dei dati nel database SRP al fine di fornire un database omogeneo su cui lavorare.

La maggior parte delle tabelle è legata tramite il campo univoco per progetto (ProgettoID), e la tabella J_Progetti fa da sorgente per tutte le altre e in quanto tale collega il campo suddetto con gli altri codici attribuibili ai progetti e usati in altre elaborazioni, quali il Codice GNDT e il Protocollo (Numero e Data). Ad ogni progetto sono attribuibili 1 o più interventi, che verranno distinti, ai fini di una più corretta definizione dell'ambito di analisi, in interventi di ripristino e interventi di miglioramento (vedi più avanti).

Un successivo lavoro di sistemazione è consistito nel creare opportune tabelle e query che permettessero una determinazione più rapida delle correlazioni cercate. Ulteriori definizioni equivoche sono state eliminate con l'ausilio delle schede STAP 61. L'utilizzo di quest'ultimo database è stato determinante al fine della determinazione dei dati metrici degli edifici.

Tale database ha come tabella centrale di riferimento la *tabella _Edificio*, che si collega alle altre tramite il campo Utente_ID; in una tabella a parte, *_Aggancio J_Progetti*, avviene il collegamento con il campo univoco del database SRP, dove si fa anche riferimento al *Codice GNDT* e al *Codice ISTAT*, mentre in un'altra tabella, *_Rif_Edificio*, si ritrova il dato di superficie dell'unità immobiliare considerata.

Gli errori più frequenti sono attribuibili da una parte a imprecisioni nella compilazione, dovute anche al fatto che non era presente una forma determinata delle risposte (ad esempio il primo piano, mancando una denominazione a priori, viene scritto come *piano 1*, *piano primo*, *piano terra*, *livello 1*, etc.), dall'altra a errori di scrittura, a volte attribuibili alla mancanza di chiarezza sulle unità di misura.

Per depurare il database da questi errori si è dovuto esaminare ogni caso singolarmente, con l'aiuto di filtri che di volta in volta evidenziavano le anomalie. Alcune volte non è stato possibile recuperare il record dell'intero intervento, che viene così a mancare nell'elaborazione statistica. Nel considerare un tale intervento di pulizia si sono necessariamente definiti degli intervalli di "normalità" che hanno di fatto portato all'esclusione di alcuni casi anomali anche se corretti: di ciò si avvale il lavoro di analisi statistica, che pur rinunciando alla pretesa di considerare tali code estreme, si rafforza nei valori medi.

2 - A partire dalle schede SRP si è predisposta una *Tabella delle Combinazioni* in cui sono confluite, prescindendo dal progetto di provenienza (ricordiamo che per ogni progetto sono possibili più *Interventi* di differenti tipologie e più *Voci di Danno*, queste ultime attribuibili a differenti *Meccanismi di Danno*) tutte le combinazioni presenti nelle differenti *Tipologie di Intervento* tra *Danni* e *Meccanismi di Danno*; in pratica tramite il collegamento tra le tabelle.

Per ogni *Tipologia di intervento* è stata compilata una tabella, di cui un esempio è riportato in basso , nella quale sono state esaminate le correlazioni tra i Meccanismi e le Tipologie di danno.

Tipologia di Intervento selezionata: CATENE BINATE				
Scelta operata	Meccanismo di Danno	Danno	numero correlazioni	entità danno
	DA CEDIMENTO FONDALE	lesioni verticali per cedimento fondazioni	1	2
x	DA INSTABILITA' VERT. DELLA PARETE	espulsione materiale in corrispondenza degli appoggi	1	2
x	DA INSTABILITA' VERT. DELLA PARETE	lesioni da distacco dai muri	2	2
	DA IRREGOLARITA' DEL MATERIALE,	lesioni diagonali in parapetti sopra e attraverso…	1	1
	DA IRREGOLARITA' DEL MATERIALE,	lesioni verticali parapetti tra aperture o …	3	1
	DA IRREGOLARITA' DEL MATERIALE,	schiacciamento locale della muratura	1	1
	…	…	…	…

E' stato utilizzato un criterio esperto di selezione delle combinazioni che avessero un senso dal punto di vista strutturale, considerando che gli interventi realizzati non solo avevano lo scopo di riparare il danno, ma permettevano di conseguire anche un eventuale miglioramento. Il miglioramento sismico determina un abbassamento dei valori di vulnerabilità precedenti all'evento. Alcune tipologie di intervento sono state attribuite a priori esclusivamente al miglioramento sismico non figurando dunque nell'insieme delle combinazioni analizzate.

Per ognuna di tali combinazioni viene inoltre riportata, oltre ai codici relativi a *Intervento*, *Danno* e *Meccanismo di Danno*, la corrispondente *entità del danno* (valore variabile tra 1 e 5), nonchè una *frequenza* data dalla somma del numero di casi catalogati legata al fatto che i dati sono stati raccolti "accorpando" i progetti presenti.

3 – In questa fase sono stati determinati i costi medi unitari da attribuire ad una serie di tipologie di intervento individuate dall'analisi dei 201 edifici. Sono state considerate le voci di prezzario utilizzate da ogni progettista per ciascuna categoria di lavoro; l'insieme delle voci, e quindi i costi di ogni categoria possono variare per ogni progetto, in quanto rispecchiano le scelte progettuali di ogni progettista. Per la determinazione del costo medio unitario è stato considerato il costo complessivo di ogni categoria di intervento, su ogni piano di ogni progetto; tale costo è stato diviso per l'estensione dell'intervento, ottenendo quindi una serie di cLa media di questi ultimi ha fornito il *Costo Unitario Medio* per ogni categoria di lavorazioni, ovvero attribuibile ad ogni *Tipologia di Intervento*.

Nella tabella *J_CostiIterventi* confluiscono le voci *InterventoID*, che definisce il tipo di intervento, e *CostoInteventoID*, che a sua volta, in un'altra tabella, definisce il costo del particolare intervento attingendo alle *Voci di Prezzo* di prezziari del 1998 e del 2000. Dall'interpolazione dei dati di questa tabella si deducono le medie suddette.

A tale proposito diviene importante considerare che quando si parla di costi si rende necessario riportarsi ad un costo unitario per voce di intervento. Tuttavia ogni voce di intervento ha la sua unità di misura, nel senso che l'estensione di alcune voci di intervento corrisponde all'estensione della categoria lavorativa di cui fanno parte, mentre l'estensione di altre si riferisce alle grandezze in gioco nell'elemento danneggiato o addirittura nell'intervento (si pensi a lesioni o interventi di ristrutturazione con putrelle o rinforzi). In questo senso è insita nell'informazione relativa ai costi una disomogeneità di riferimento, che non permette di considerare un costo unico relativo all'intero intervento, comunque mediato o pesato. Si può dunque considerare un costo unico per intervento, o per edificio/progetto o anche solo per livello a patto di considerarlo più che altro un indice di costo non normalizzato, da considerare solo in riferimento alla presente analisi: rimane la possibilità di un confronto all'interno dell'insieme dei costi così determinati, e dunque all'interno dell'analisi complessiva sin qui costruita rispetto agli interventi, al danno e ai meccanismi di danno.

Occorre notare inoltre che l'insieme di valori per ogni tipologia è risultato profondamente disperso, ovvero i costi variano notevolmente da un progetto all'altro anche per uno stesso intervento; un approfondimento di tale analisi consiste nel calcolo della dispersione di tali medie di costo per voce ma anche per intervento.

Nella tabella seguente sono riportati i risultati di tale elaborazione, evidenziando in rosso alcune *Tipologie di Intervento* attribuibili essenzialmente ad un miglioramento del valore di vulnerabilità rispetto alle condizioni iniziali e dunque da considerare a parte.

Descrizione	Categoria	Frequenza	Costo unitario medio	Deviazione standard percentuale
IRRIGIDIMENTO COPERTURA + CORDOLO	CA	10	€ 69.38	28.7%
RIFACIMENTO COPERTURA IN LEGNO	CB	1	€ 117.13	0.0%
RIFACIMENTO COPERTURA IN LEGNO + CORDOLO	CC	82	€ 148.13	19.7%
RIFACIMENTO COPERTURA IN C.A.	CD	10	€ 131.16	21.9%
RIFACIMENTO COPERTURA IN PUTRELLE + LEGNO	CF	1	€ 182.58	0.0%
RIFACIMENTO COPERTURA IN LEGNO LAMELLARE	CH	3	€ 163.99	16.4%
RIPARAZIONE COPERTURA	CI	3	€ 41.97	22.7%
ELIMINAZIONE DELLA SPINTA	CL	5	€ 68.98	20.7%
SOLAIO IN ACCIAIO	CM	1	€ 127.66	0.0%
RIFACIMENTO MURICCI PIU' TAVELLE	CN	2	€ 111.03	5.6%
CONTROVENTATURA	CO	1	€ 18.27	0.0%
SARCITURA LESIONI	MA	9	€ 42.05	5.1%
CUCI E SCUCI	MB	322	€ 408.67	35.4%
CHIUSURA VUOTI	MC	63	€ 271.17	28.6%
PIATTABANDE	MD	264	€ 335.53	36.5%
CATENE SINGOLE	ME	76	€ 31.13	32.5%
CATENE BINATE	MF	2	€ 45.77	37.7%
PERFORAZIONI ARMATE	MG	19	€ 177.92	31.6%
INIEZIONI	MH	106	€ 73.62	15.1%
RETE SU UNA PARETE	MI	9	€ 50.45	6.8%
RETE SANDWICH	ML	41	€ 76.93	21.1%
DEMOLIZIONE E RIFACIMENTO MURATURE	MM	26	€ 363.69	41.4%
CONSOLIDAMENTO STRUTTURE MURARIE	MN	59	€ 20.83	50.8%
INTERVENTI IN FONDAZIONE	MO	48	€ 236.35	51.3%
NUOVA MURATURA	MP	153	€ 293.21	47.6%
TELAI IN ACCIAIO	MQ	3	€ 858.16	20.3%
INIEZIONE + RETE	MR	8	€ 95.22	29.5%
SOSTITUZIONE SOLAI IN LEGNO CON C.A.	OA	51	€ 82.55	23.7%
SOSTITUZIONE SOLAI IN PUTRELLE CON C.A.	OB	1	€ 62.74	0.0%
SOSTITUZIONE SOLAI IN LEGNO CON PUTRELLE E TAVELL.	OD	9	€ 141.91	39.0%
RIFACIMENTO SOLAI IN LEGNO	OF	64	€ 155.49	28.3%
IRRIGIDIMENTO SOLAI PIANI	OG	74	€ 48.47	51.2%
CONSOLIDAMENTO SOLAI PIANI	OH	13	€ 130.46	69.2%
CONSOLID.VOLTE CON RETE ALL'ESTRADOSSO	OI	17	€ 129.29	28.5%
RIFACIMENTO SOLAIO IN C.A.	ON	10	€ 73.52	39.2%
REALIZZAZIONE CORDOLO	OO	10	€ 43.93	44.6%
SOSTITUZIONE SOLAIO IN PUTRELLE CON LEGNO	OP	1	€ 266.03	0.0%
SOSTITUZIONE VOLTA CON SOLAIO IN LEGNO	OQ	1	€ 344.77	0.0%
IRRIGIDIMENTO	SA	4	€ 87.93	65.8%
SOSTITUZIONE CON SOLETTA IN C.A.	SD	34	€ 115.40	51.0%
SOSTITUZIONE CON STRUTURA METALLICA	SF	3	€ 541.26	14.4%
SOSTITUZIONE CON STRUTTURA IN LEGNO	SG	1	€ 488.76	0.0%

Interventi che interessano le strutture orizzontali
Interventi che interessano le strutture verticali

4 – A partire dalla *Tabella delle Correlazioni* si è creata una *Matrice delle Correlazioni*, che individuasse univocamente il legame tra *Intervento* e *Danno-Meccanismo di danno*. Per fare ciò si è mediato il valore dell'entità del danno, si sono sommate le frequenze relative e si è conteggiato il numero di ricorrenze: la ricorrenza è determinata dal fatto che una stessa scelta di correlazione può comparire con due valori differenti dell'entità del danno.

A questo punto il passaggio successivo prevede l'attribuzione a tali correlazioni del costo relativo, ricavato dalla media sugli interventi di cui al punto precedente. A tal fine occorre definire un *Coefficiente Unico* con cui pesare il costo relativo (come anche qualsiasi altra proprietà ad esse attribuibile), ricavabile dalle informazioni sull'entità del danno e sulla frequenza. A Danno e Frequenza si sono allora attribuiti dei coefficienti ponderali ricavati dal numero di ricorrenze, deducendo i valori intermedi tramite algoritmi e funzioni di interpolazione: si approfondisce tale argomento nell'appendice 1 dedicata alle funzioni di interpolazione e di fit, nella quale si specifica come si è provveduto a dare una significatività differente ai due contributi. Il prodotto di questi due pesi determina il Coefficiente Unico, che dovrà poi essere normalizzato in base alla valor medio complessivo.

Codice Meccanismo	Codice Danno	CA	CC	ME	MN	OG	…	**Media**
M1	H08			0.3	0.1	0.1	…	**0.2**
M1	V01				0.3		…	**0.2**
M2	H08	0.2	0.3			0.2	…	**0.3**
M2	V02		0.1			0.3	…	**0.2**
M2	V04		0.1		0.3	0.1	…	**0.2**
…	…	…	…	…	…	…	…	…
M16	V21						…	**0.3**

(Matrice delle Correlazioni con Coefficiente Unico)

La matrice completa è riportata in allegato al volume.

5 – Viene infine determinato un costo medio di intervento da attribuire alla coppia *Danno - Meccanismo di danno*; ciò si realizza nell'applicare il Coefficiente Unico ricavato, con un fattore opportuno, nel caso specifico $(valore\ medio)^{-1}$, all'analisi dei prezzi eseguita sulle tipologie di Intervento; in tal modo, dopo aver esplicitato il loro collegamento con le coppie *Danno – Meccanismo di danno* possiamo attribuire a queste ultime un costo medio indicativo. Si riportano inoltre il valor medio dei costi presenti nella matrice e la deviazione standard dell'insieme.

Ciò permetterà allora di affiancare alla valutazione del danno post-evento una prima generale valutazione di costo basata su correlazioni nate dai dati precedentemente archiviati e da un sistema esperto di valutazione.

Codice Meccanismo	Codice Danno	CA	CC	ME	MN	OG	…	**Media**
M1	H08			66,64	18,11	38,22	…	**105,36**
M1	V01				45,60		…	**95,53**
M2	H08	58,87	247,15			50,89	…	**236,42**
M2	V02		98,14			72,68	…	**129,29**
M2	V04		52,57		45,60	38,22	…	**124,89**
…	…	…	…	…	…	…	…	…
M16	V21						…	**407,00**

(Matrice delle Correlazioni con Costi Indicativi)

La matrice completa è riportata in allegato al volume.

6 – Anche in questo caso è stata predisposta una tabella ricavata dal database SRP con le specifiche relative alla Sezione 8 riguardante l'estensione e il livello del danno a partire dalla quale si è proceduto alla rielaborazione dei dati in termini di indici numerici normalizzati.

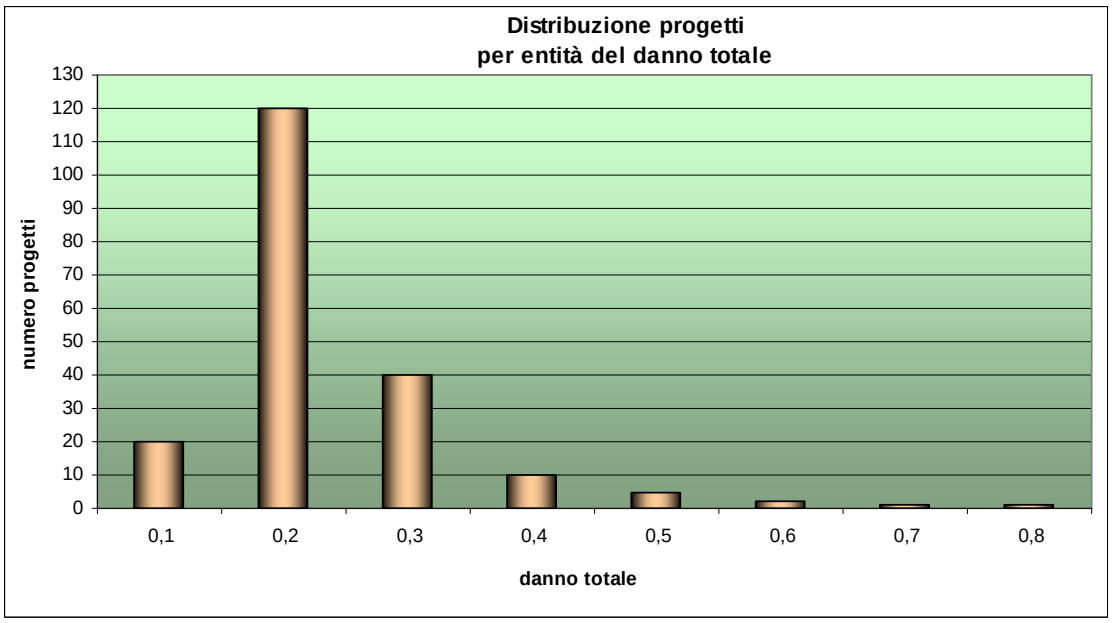
7 – L'elaborazione delle informazioni relative al danno si basa sull'uso di un algoritmo già conosciuto e applicato (formula GNDT 1989, vedi appendice 1) per l'argomento in questione, che permette di riassumere le informazioni relative al *Livello di danno massimo*, all'*Estensione del danno più diffuso* e al *Livello di danno più diffuso* in un unico Indice di Danno, che può essere mantenuto distinto sui vari livelli dell'edificio considerato o mediato per giungere ad un unico indice di danno per l'intero edificio e dunque relativo al progetto considerato e ai corrispondenti interventi.

8 – Come già accennato l'uso dell'*Indice di Danno* può intendersi rispetto ai singoli livelli oppure in relazione all'intero edificio. A tale proposito ricordiamo che si presentano delle difficoltà a riferirsi ad un singolo livello, trattando di *Interventi*, e ancor prima di *Danni* e *Meccanismi di Danno* nella maggior parte dei casi relativi alla struttura globale dell'edificio e alle sue proprietà fisico-strutturali complessive. In tal senso l'analisi distinta per livelli, seppure possibile, appare meno significativa rispetto a quella dell'edificio preso nel suo insieme.

9 – Una volta definito un *Indice di Danno* esso può essere affiancato all'analisi dei costi relativi all'edificio e dunque al progetto (in tutti questi casi è sempre possibile lo sviluppo in appendice dell'analisi per livelli). Quest'ultima si ricava con relativa facilità considerando i costi degli interventi attribuiti al singolo progetto, che una volta resi unitari sono stati sommati senza alcun peso, ovvero senza privilegiare alcun tipo di intervento, in particolare anche in questo caso senza voler distinguere gli interventi di riparazione da quelli di miglioramento. Ovviamente si ripetono in questo caso le considerazioni relative ai costi unitari fatte al precedente punto 3.

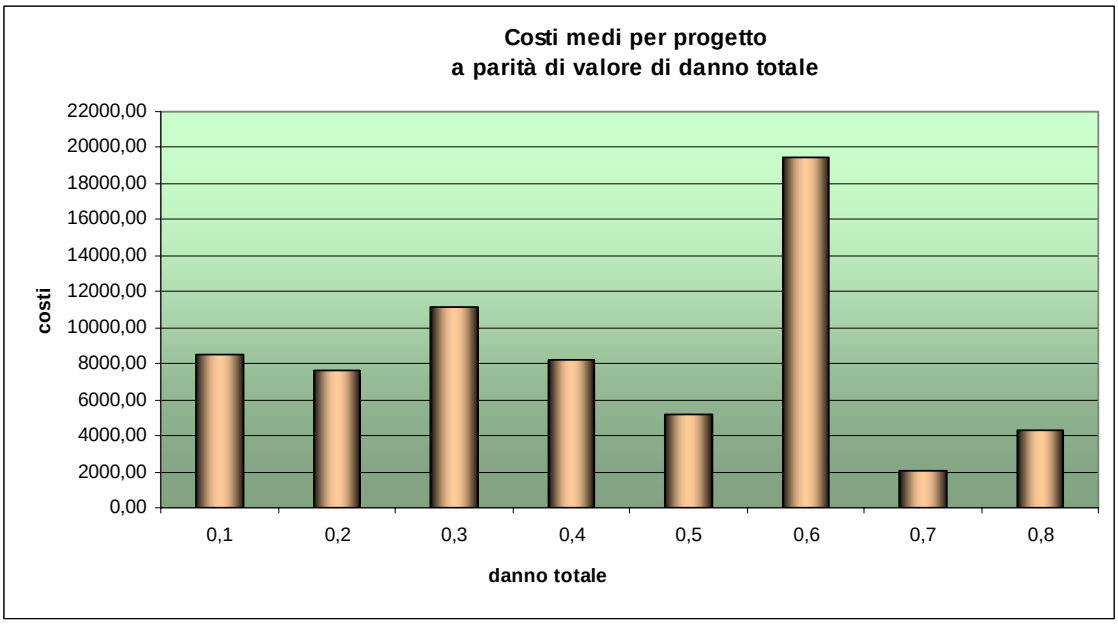
Qui di seguito riportiamo alcune elaborazioni sui dati di cui sopra.

- Distribuzione Progetti per entità del Danno Totale



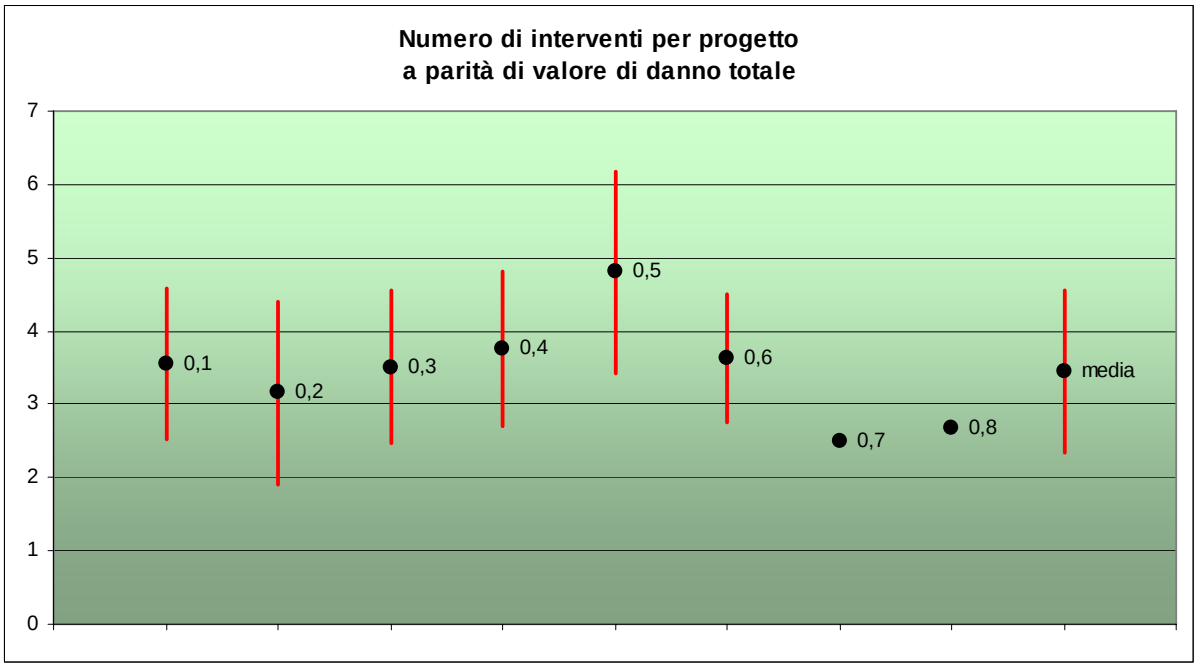
Questa rappresentazione evidenzia fondamentalmente le frequenze dei valori del danno, indicando il livello di danno più diffuso e la distribuzione attorno a tale valore. Il valore del danno viene suddiviso in 10 intervalli (prima cifra decimale): tale discretizzazione risulta dal compromesso tra una visibilità di un possibile andamento delle varie funzioni di danno prese in esame e la relativa ristrettezza del campione (200 progetti) che è stato possibile esaminare a causa dei tempi di elaborazione e soprattutto della completezza dei dati inseriti nei database di origine. I valori di Danno Totale pari a 0.7 e 0.8 compaiono in un progetto per ciascuno, non permettendo il calcolo di distribuzioni statistiche e deviazioni.

- Costi Medi per Progetto a parità di valore di Danno Totale



La distribuzione dei costi medi per livello di danno risente ancora di dati fortemente spostati rispetto alla media, come il picco sul valore 0,6. Per ottenere un andamento bisognerebbe allargare gli intervalli del valore di danno diminuendone il numero e rendendo la descrizione molto approssimata.

- Numero di Interventi per Progetto a parità di valore di Danno Totale



Nel grafico sono riportati anche i valori di deviazione standard. La distribuzione del numero di interventi per entità del danno conferma una omogeneità sostanziale attorno al valore 3, rispetto alla quale eccepisce il valore 0.5 di massimo.

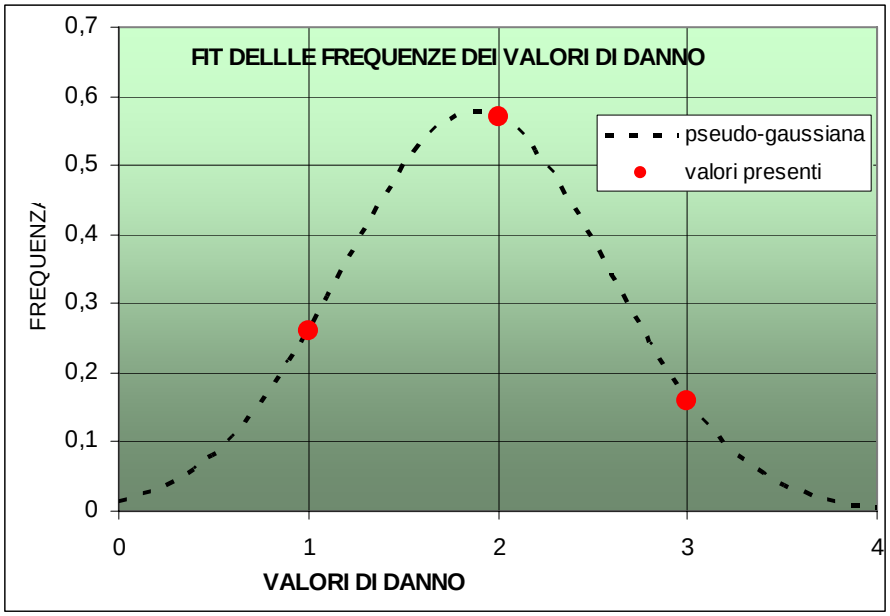
7.1.2 Appendice 1 - funzioni

Valutazione del peso per l'entità del danno delle correlazioni scelte

Al momento di mediare sui valori dell'entità del danno al fine di ricavare il Coefficiente Unico, si è ritenuto opportuno pesare tale media in base alle frequenze di ricorrenza dei valori presenti (che variano tra 1 e 5). L'analisi dell'andamento di tali frequenze ha suggerito il fit della curva risultante con una funzione pseudo gaussiana a 3 parametri del tipo seguente:

$$a*\mathrm{EXP}(-b(X+c)^2)$$

dove X è il valore dell'entità del danno, mentre *a*, *b* e *c* sono coefficienti reali positivi ricavati dalle prove di fit dei dati. L'appellativo di pseudo-gaussiana deriva dal fatto di non trovare un valore univoco della deviazione standard sigma a partire dai coefficienti della funzione, come avviene invece nella distribuzione statistica classica.



(dal grafico: a = 0.58, b = 1.03, c = 1.88)

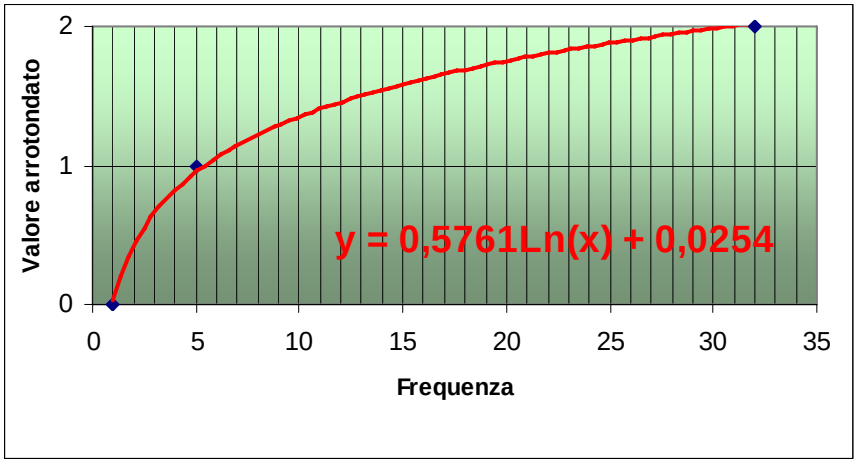
Valutazione del peso per la frequenza delle correlazioni scelte

Anche la frequenza si è ritenuto dover influire nella determinazione del Coefficiente Unico; le frequenze che riguardano i valori dell'entità del danno che vengono mediati secondo quanto detto nel paragrafo precedente, vengono sommate (in questo l'intervallo è tra 1 e 32) e normalizzate per prodursi con gli altri fattori del Coefficiente Unico. In questo caso il peso assume valori costanti all'interno di tre intervalli significativi, determinati dall'individuazione di tre differenti ricorrenze di tali valori di frequenza: mentre il valore 1 è presente nella maggior parte dei casi (325), e costituisce dunque il primo intervallo, i valori da 2 a 5 ricorrono un numero medio di volte (<100 e >10), costituendo un secondo intervallo; infine il terzo intervallo è costituito da valori di frequenza superiori a 6, che ricorrono poche volte (<10). I pesi allora si sono attribuiti raggruppando i valori in questi tre intervalli.

L'algoritmo che ha permesso tale passaggio è il seguente:

$$m*(\text{ARROTONDA.ECCESSO}(n*\ln Y;1))+p$$

dove Y è il valore della frequenza, *m* e *p* sono coefficienti reali positivi imposti mentre *n* è ricavato anche in questo caso da prove di fit dei dati. Per ARROTONDA.ECCESSO(s;t) si intende, secondo il linguaggio del programma usato, l'operazione di arrotondamento per eccesso del numero s secondo il multiplo t. I valori dei rispettivi pesi, ovvero 0.8, 1.0 e 1.2 ottenuti imponendo i valori dei coefficienti *m* e *p*, determinano una variazione del Coefficiente Unico di misura minore rispetto ai pesi del precedente valore di Danno: la variazione (1.2-0.8=0.4) rispetto al valor medio "neutro" (1) è infatti del 40%.



(dal grafico: n = 0,5761)

Formula GNDT 1989

In recenti elaborazioni di dati raccolti dopo terremoti avvenuti in Italia (Angeletti, 1984; Angeletti et al., 1989) è stato impiegato un indice di danno ibrido, espresso in funzione delle diverse estensioni e gravità del danneggiamento nelle diverse parti della costruzione e del loro peso economico, che è compatibile con la scheda di rilevamento sul campo attualmente usata in Italia (GNDT 1989). Con tale scheda si registra infatti, per ogni piano dell'edificio, il danno (D) nelle diverse componenti costruttive in base a sei stati di danno precisati attraverso una descrizione dettagliata nel manuale d'uso della scheda stessa; per ciascuna componente si determina sia il massimo stato presente (M), sia quello più diffuso (L), del quale si indica anche l'estensione relativa (E). Essi si combinano mediante la formula:

$$D = EL+(1-E)M/3$$

L'indice di danno per l'intero edificio è stato definito con una media pesata con coefficienti ponderali che caratterizzano le componenti (S = valore economico della componente) e i piani (F = rapporto tra V piano e V totale):

$$Dm = \sum SFD$$

Una versione semplificata non tiene conto del fattore F, considerando il danno indipendente dalla superficie o dal volume o da altri dati estensivi dell'edificio o del piano specifico; secondo tale considerazione perde importanza anche l'analisi distinta per piani, privilegiando una visione d'insieme dell'edificio e dei danni rilevati che obbliga ad una media sui vari livelli. L'analisi degli edifici è stata effettuata esprimendo il loro danno sismico mediante tale indice di danno.

7.2 CONSIDERAZIONI FINALI

Il risultato finale della ricerca della correlazione tra costi unitari di intervento e danno - meccanismi di danno è riepilogato nella corrispondente "matrice delle correlazioni" (Allegato H); in tale matrice sono riportati: in ascisse le tipologie di intervento, in ordinate le coppie costituite da un danno ed un meccanismo di danno. I valori della matrice sono il risultato delle elaborazioni di costo unitario eseguite sui 200 progetti-campione indagati; nella colonna finale sono riportati i valori di costo-somma da ritenere statisticamente i più probabili per ogni danno - meccanismo di danno.

I risultati significativi di tale matrice possono essere letti sia come indicazione delle correlazioni riscontrate nel campione tra interventi e danni - meccanismi, sia soprattutto come valore di costo complessivo da attribuire statisticamente ad ogni coppia di danno - meccanismo, prescindendo dalla tipologia di intervento.

La novità delle conclusioni a cui si perviene esaminando le varie classi di costo relative a danni e meccanismi di danno riguarda:

- la valutazione economica di ristoro del danno e del miglioramento sismico *connesso alla ricostruzione post evento;*
- la valutazione economica preventiva di danni e meccanismi di danno attivabili in *edifici non ancora soggetti all'azione sismica*, sui quali si vogliono eseguire interventi di miglioramento preventivo.

Nel *primo caso* si osserva che la valutazione viene effettuata su effetti del sisma reali e non convenzionali: ad esempio, nel caso di ricostruzione dopo il sisma Umbria-Marche del IX/1997 il costo parametrico è stato ricavato dall'associazione di livelli di danno, oltre a livelli di vulnerabilità, dove i livelli di danno sono definiti con una scala convenzionale, che per la maggior parte non rispecchia la complessità degli effetti dell'azione sismica, ma ne costituisce un'astrazione.

In un ipotetico prossimo post-evento, potrà essere di grande utilità censire lo stato del danno dopo l'evento, utilizzando danni e meccanismi di danno, del tipo di quelli individuati nella presente ricerca: dalle schede di rilievo (ad esempio del tipo delle attuali schede *Medea*), con un procedimento informatizzato simile a quello adottato nella regione Marche, sarà possibile risalire ad una stima dei costi di riparazione e miglioramento sismico più aderente alla realtà fisica osservata.

Nel *secondo caso,* avendo ottenuto anche nella presente ricerca delle importanti correlazioni tra costo unitario e tipologie di interventi di miglioramento sismico, è possibile, dalla osservazione della vulnerabilità degli edifici e dalla conseguente deduzione di danni e meccanismi di danno attivabili, ottenere una stima affidabile di interventi preventivi di miglioramento sismico.

I costi unitari ottenuti inoltre possono essere facilmente relazionati con gli attuali parametri di costo, utilizzati per la stima dei costi di miglioramento che viene eseguita dopo la valutazione della vulnerabilità con la scheda GNDT di secondo livello: da tale correlazione può derivare una nuova taratura del modello di costo.

Ciò che relega ancora il presente modello ad una fase iniziale di sviluppo è il numero di dati esaminati e le possibilità di taratura e di confronto del modello medesimo con altre condizioni di danneggiamento e di intensità dell'evento sismico (ricordiamo che il database esaminato di 200 progetti rientrava in larga parte nelle fasce medio-basse di livello di danno), nonché la mancanza di uno strumento vero e proprio di raccolta iniziale dei dati utili alle elaborazioni.

Si auspica dunque la possibilità di estendere l'analisi, effettuata su un campione, all'intero database STAP, cosa che si potrà ottenere con una specifica omogeneizzazione e preparazione dei dati in esso contenuti, verificandone poi i risultati con altri database disponibili, raccolti nei vari momenti successivi al sisma.

PARTE SECONDA

Modelli cinematici per l’analisi strutturale degli edifici in muratura

G. C. Beolchini, L. Milano, E. Antonacci

Premessa

I criteri per la verifica degli elementi strutturali delle nuove costruzioni tengono conto della possibilità di prescrivere, in fase di progetto, e di controllare, durante la realizzazione, il rispetto di alcune regole che garantiscono l'efficace funzionamento dell'organizzazione strutturale. Nelle norme e nell'elenco delle buone regole del costruire riguardanti gli edifici di muratura ci sono frequenti richiami a prescrizioni per una corretta progettazione alla base della quale, per assicurare un *comportamento scatolare*, sono previsti:

- un valido collegamento tra orizzontamenti e strutture verticali;
- una adeguata trasmissione delle azioni orizzontali agli elementi di controvento;
- una intima connessione nelle intersezioni tra elementi verticali.

Negli edifici meno recenti e, soprattutto, in quelli costruiti in muratura di pietrame, che costituiscono gran parte del patrimonio edilizio dell'Italia centro-meridionale, le regole appena ricordate spesso non sono rispettate.

L'edificio di oggi è, di solito, il risultato di vicende costruttive articolate in più fasi, distanziate spesso da decine di anni. Gli interventi sono stati eseguiti frequentemente da manodopera non specializzata e, in ogni caso, in assenza di un vero e proprio progetto, come si intende attualmente. I risultati sono evidenziati, per esempio, dalla assenza di efficaci vincoli tra solai e muri, dalla presenza di elementi spingenti, dalla mancanza di architravi sulle aperture, dall'esistenza di efficienti e robusti cantonali solo sugli angoli esterni delle costruzioni più pregiate. Inoltre, le murature di pietrame sono quasi sempre organizzate con due paramenti che, anche quando sono accostati, sono privi di collegamenti trasversali. Oltre a ciò, gli edifici di muratura sono spesso aggregazioni di moduli strutturali costruiti in epoche diverse, con modalità di connessione non sempre chiaramente individuabili.

In queste situazioni una analisi statica o dinamica tradizionale, del tutto affidabile per le costruzioni nuove, non è sufficiente. I codici, seppur molto sofisticati, richiedono l'adozione di parametri la cui determinazione è spesso problematica. Quale attendibilità ha, per esempio, il valore di un modulo di elasticità scelto per la muratura in pietrame di un edificio la cui costruzione è avvenuta nell'arco di qualche decennio? La muratura non è omogenea né, tantomeno, isotropa e a comportamento lineare. In un edificio sono spesso presenti più tipologie murarie, diverse per materiali, leganti e numero di paramenti. La scelta di moduli diversi per le diverse zone dell'edificio richiederebbe indagini sperimentali poco praticabili in modo sistematico. E sarebbe in ogni caso illusorio pensare che la conoscenza puntuale delle caratteristiche meccaniche sia in grado di rendere più affidabile il modello. L'esperienza mostra infatti che, molto spesso, nelle vecchie costruzioni di muratura il collasso è determinato, più che dalla resistenza ultima della muratura, dalla carenza dei vincoli o da difetti costruttivi o dalla presenza di discontinuità non sempre visibili: e questi aspetti non sono ancora efficacemente modellabili nei codici disponibili.

Per lo studio delle vecchie murature si è perciò cercato un approccio in grado di integrare le verifiche più tradizionali. Dalla fine degli anni '80 sono state suggerite procedure basate sull'analisi dei *meccanismi locali* di collasso, o *analisi limite dell'equilibrio*. Tali procedure sono state formalizzate da numerosi autori, a partire da Giuffrè (1993), fino ai più recenti, stimolati dal terremoto Umbro-Marchigiano del 1997 (Gurrieri, 1999; Doglioni, 2000; Avorio & Borri, 2002; Avorio et al., 2003 per citarne solo alcuni). Ma solo recentemente con l'OPCM 3274, e le sue successive modifiche (OPCM 3431), l'analisi limite è diventata lo strumento di riferimento per la valutazione della sicurezza degli edifici di muratura esistenti.

L'analisi limite non è l'unico cambiamento nel panorama delle verifiche strutturali. Le recenti proposte normative introducono nella progettazione e relative verifiche molti aspetti innovativi. Tecnici che, pressoché da sempre, utilizzano il metodo delle tensioni ammissibili, devono ora abituarsi agli stati limite destinati a sostituire quest'ultimo nelle verifiche delle strutture in zona sismica.

Per chiarire la profonda differenza concettuale tra i diversi metodi, nel prossimo capitolo sono sintetizzate le varie fasi che consentono di eseguire verifiche di resistenza e cinematiche.

Per le prime, sono riportate solo considerazioni qualitative, rimandando a libri più specifici per le questioni di dettaglio che esulano dallo scopo di questo testo; per le seconde, probabilmente meno familiari ai tecnici che le devono utilizzare, vengono forniti maggiori dettagli. Sono infatti riportati alcuni richiami sulla cinematica dei corpi rigidi e dei sistemi articolati: in questo modo, avendo sottomano concetti base che non sono ancora patrimonio consolidato della cultura di tecnici abituati a ragionare in termini di sollecitazioni, è possibile ricostruire formule e relazioni anche per i casi specifici non riportati in questo testo.

8 VERIFICHE DI RESISTENZA

Le verifiche di resistenza sono precedute da una analisi, statica o dinamica, il cui scopo è il calcolo di sollecitazioni: forze assiali, tagli, momenti flettenti. L'analisi è condotta utilizzando modelli che tengono conto del comportamento globale, per le verifiche nel piano degli elementi, o locale, per le verifiche fuori dal piano.

Nel modello della struttura vengono schematizzate *azioni* che producono *effetti* in termini di sollecitazioni o di spostamenti (*domanda*). L'analisi, a causa della usuale marcata iperstaticità delle strutture, è condotta considerando la deformabilità dei materiali. In ogni caso, anche per le strutture staticamente determinate (mensole, travi appoggiate) è necessario considerare la deformabilità del materiale per passare dalle sollecitazioni alle tensioni: si deve perciò definire ed utilizzare un legame costitutivo.

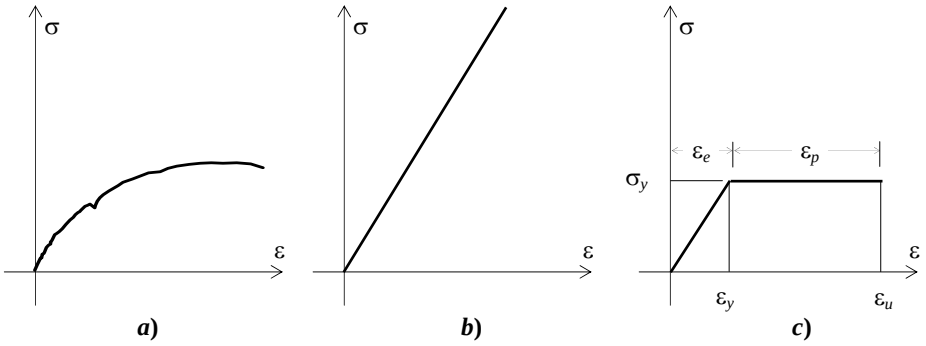


Fig. 8.1 – Esempi di legami costitutivi: non-lineare sperimentale (a), elastico lineare (b), elastico-perfettamante plastico o elasto-plastico (c)

In Fig. 8.1 sono mostrati esempi di legami costituivi. Il primo (Fig. 8.1a) è un diagramma sperimentale, ricavato da una prova a compressione su una vecchia muratura di pietrame. In Fig. 8.1b è rappresentato un diagramma elastico lineare, caratterizzato da proporzionalità tra deformazioni ε e tensioni σ: è il legame tipico utilizzato in una verifica alle tensioni ammissibili, ottenuto schematizzando il legame di Fig. 8.1a con una segmento che approssima il tratto iniziale della curva sperimentale.

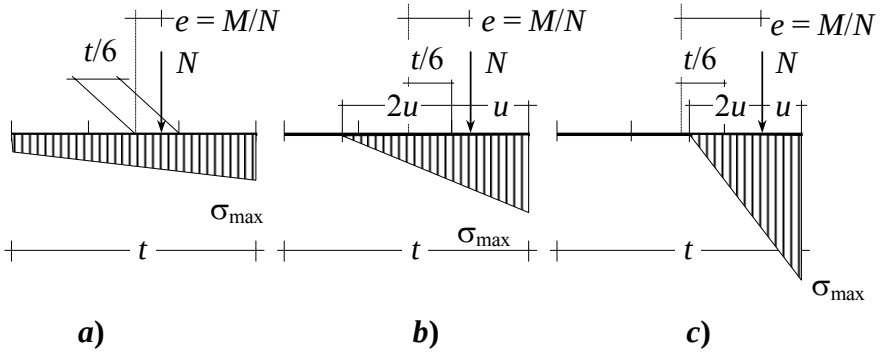


Fig. 8.2 – Distribuzione di tensioni con legame lineare: sezione interamente reagente (a), e parzializzata (b,c)

La terza figura (Fig. 8.1c) rappresenta un legame elastico-perfettamente plastico o, più brevemente, elasto-plastico, caratterizzato da un primo tratto elastico lineare seguito da un tratto orizzontale nel quale l'aumento di deformazione è accompagnato dal valore costante della tensione. Quest'ultimo è un tipico legame, ma non è l'unico, utilizzato nelle verifiche agli stati limite.

Per fissare le idee, si considera una sezione pressoinflessa di materiale non reagente a trazione, con *N* costante. Assumendo che la sezione resti piana, nel caso di legame lineare all'aumentare di *M* le distribuzioni di tensioni variano come indicato in Fig. 8.2. Il momento flettente *M* può aumentare fino a

che la tensione massima raggiunge quella considerata ammissibile per il materiale. Si osserva che, a parità di N le aree sottese dai diagrammi delle tensioni nei tre casi di Fig. 8.2 sono uguali.

Se si assume il legame elasto-plastico di Fig. 8.1c, la distribuzione delle tensioni resta identica alle precedenti fino a che $\sigma_{max} \leq \sigma_y$ (Fig. 8.3a,b). All'aumentare di M aumenta la rotazione della sezione e, per deformazioni maggiori di ε_y la tensione resta costante e pari a σ_y (Fig. 8.3c). Per l'equilibrio della sezione la retta d'azione di N passa, come nei casi precedenti, per il baricentro dell'area che definisce la distribuzione delle tensioni. Il momento flettente può aumentare fino a che la deformazione massima raggiunge il valore ultimo ε_u: la capacità di sopportare deformazioni plastiche definisce la *duttilità* del materiale. Il tener conto della duttilità consente di valutare con maggior accuratezza la *capacità* della sezione e, più in generale, della struttura, di sopportare gli effetti dell'azione esterna (*domanda*).

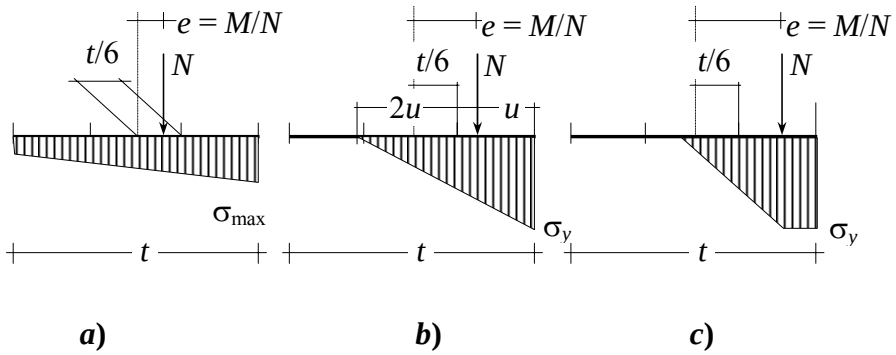


Fig. 8.3 – Distribuzione di tensioni con legame elasto-plastico: comportamento lineare (a), limite elastico (b), plasticizzata (c)

Anche se i termini domanda-capacità fanno parte di un linguaggio legato alle normative più recenti, è possibile utilizzare la stessa correlazione anche per i metodi di verifica più datati, come chiarito nel seguito.

Si consideri la semplice struttura di Fig. 8.4a, che rappresenta una parete di muratura, schematizzabile con la mensola di Fig. 8.4b (g_m è il peso proprio della muratura per unità di lunghezza).

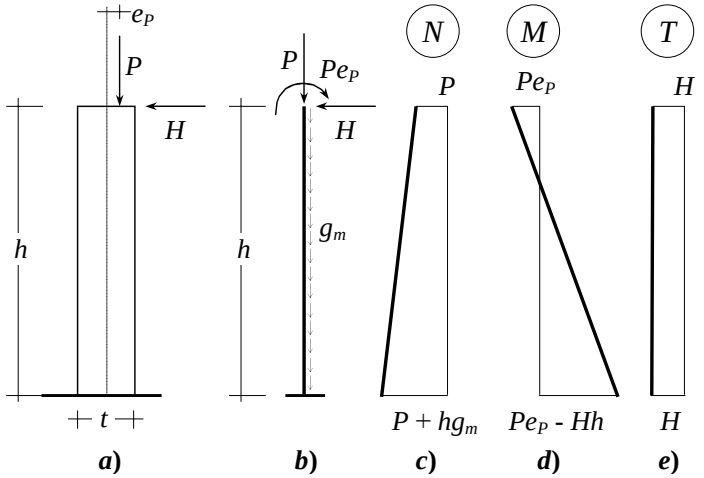


Fig. 8.4 – Struttura (a), schema di riferimento (b) e caratteristiche della sollecitazione (c,d,e)

L'analisi statica consente di determinare le caratteristiche della sollecitazione forza assiale N, momento flettente M e forza tagliante T di Fig. 8.4c,d,e rispettivamente. Si osserva che:

- i risultati sono qualitativamente gli stessi indipendentemente dal tipo di verifica (tensioni ammissibili o stati limite) che verrà poi utilizzato: differiscono, in genere, solo i valori, che dipendono dalle combinazioni di carico che variano in relazione al tipo di verifica;
- a risultati simili si perviene anche con una analisi dinamica.

8.1 IL METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI

La verifica con il metodo delle tensioni ammissibili è condotta ipotizzando per il materiale un legame elastico lineare. E' richiesta preliminarmente l'individuazione del punto della struttura maggiormente sollecitato, ossia il punto dove la tensione normale σ (verifica a pressoflessione) o quella tangenziale τ (verifica a taglio) attinge il valore massimo. La verifica consiste nel controllo che i valori massimi risultino minori di quelli ammissibili σ_{amm} e τ_{amm}, stabiliti dalla normativa. Le tensioni ammissibili si ricavano dividendo le tensioni caratteristiche per un opportuno coefficiente di sicurezza: le tensioni caratteristiche sono riferite in genere allo snervamento (per i materiali a comportamento duttile) o alla rottura (materiali fragili).

Se l è la profondità del muro di Fig. 8.4a, nella generica sezione deve risultare:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{N}{lt} + \frac{6M}{lt^2} \le \sigma_{amm} \tag{8.1}$$

se la sezione è interamente reagente, ossia se $e = M/N \le t/6$. In caso contrario, considerando nulla la resistenza a trazione del materiale, risulta:

$$\sigma_{max} = \frac{2N}{3\left(\frac{t}{2} - e\right)l} = \frac{2N}{3ul} \le \sigma_{amm} \tag{8.2}$$

Le distribuzioni delle tensioni normali nello spessore t corrispondenti alle (8.1) e (8.2) sono riportate nelle Fig. 8.2a e Fig. 8.2b,c rispettivamente.

Il valore massimo della tensione tangenziale può essere calcolato considerandola convenzionalmente costante sull'area reagente. Risulta perciò:

$$\tau_{max} = \frac{T}{\beta A} \le \tau_{amm} \tag{8.3}$$

con $A = lt$ area della sezione, e β coefficiente di parzializzazione, dipendente dall'eccentricità, che vale 1 nel caso di sezione interamente reagente ($e = M/N \le t/6$). Nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 14/09/2005) si riporta l'espressione $\beta = 1.5 - 3e/t$ che può essere utilizzata se $t/6 \le e \le 1.3t/6$.

In situazioni come quella di Fig. 8.4c,d è in genere sufficiente limitare le verifiche alle due sezioni di estremità. In ogni caso, in una verifica alle tensioni ammissibili è sufficiente che in un solo punto della struttura la tensione di calcolo superi quella ammissibile perchè la verifica non sia soddisfatta: non si tiene perciò conto delle effettive risorse di resistenza, delle sezioni e della struttura, collegate alla loro duttilità. Il metodo può essere considerato sicuramente attendibile per strutture isostatiche realizzate con materiali a comportamento fragile.

8.2 IL METODO DEGLI STATI LIMITE

La verifica con il metodo degli Stati Limite è condotta ipotizzando per il materiale un legame non lineare: ciò consente di considerare nel modo appropriato le risorse strutturali dipendenti dalla duttilità. Molto spesso si assume che il legame sia del tipo elasto-plastico di Fig. 8.1c: ma si possono utilizzare anche altri legami. Il metodo fa riferimento agli stati limite ultimi (SLU), di esercizio (SLE) e, per le costruzioni in zona sismica, di danno (SLD) che si possono verificare nella vita della struttura: gli stati limite sono definiti combinando con opportuni coefficienti le diverse azioni che la sollecitano.

Rimandando alle normative specifiche per i dettagli che riguardano le combinazioni delle azioni, per confrontare la differenza concettuale con il metodo precedente si fissa qui l'attenzione sulla verifica

a pressoflessione allo stato limite ultimo. Questo è associato a fenomeni che mettono fuori servizio in modo irreversibile la struttura: per esempio, la perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte.

La prima fase dell'analisi è simile a quella che ha portato a determinare i diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione di Fig. 8.4: si deve solo tener conto dei coefficienti moltiplicativi dei carichi per individuare la combinazione che corrisponde alla situazione più critica. Dopo aver calcolato N ed M in ogni sezione la verifica consiste nel confronto tra il momento ottenuto dall'analisi M_d e quello ultimo M_u definito da:

$$M_d \le M_u = \frac{l t^2}{2}\frac{N_d}{A}\left(1-\frac{N_d}{A\,\alpha\, f_d}\right) = \frac{l t^2}{2}\sigma_0\left(1-\frac{\sigma_0}{\alpha\, f_d}\right) \tag{8.4}$$

dove:

- N_d è la forza assiale di progetto;
- M_u è la resistenza di progetto (momento ultimo a pressoflessione);
- t è lo spessore del muro;
- l è la lunghezza complessiva della parete;
- $A = tl$ è l'area della sezione della parete;
- f_d è la resistenza di progetto a compressione della muratura;
- α ≤ 0.85, è un coefficiente riduttivo della resistenza.

L'espressione di M_u nella (8.4) si ottiene scrivendo un'equazione di equilibrio in condizioni di collasso e semplificando la distribuzione delle tensioni di Fig. 8.3c come indicato in Fig. 8.5.

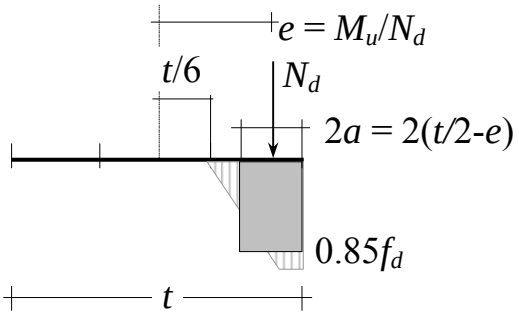


Fig. 8.5 - Distribuzione delle tensioni in condizioni ultime a pressoflessione

Il momento ultimo dipende dal valore della forza normale, ma anche in questo caso è in genere sufficiente limitare le verifiche alle due sezioni di estremità.

9 ANALISI CINEMATICA

L'approccio cinematico nasce dalla constatazione che negli edifici esistenti in muratura spesso il sisma produce collassi parziali, in genere per perdita dell'equilibrio di porzioni murarie (Giuffrè A., 1993). Il collasso deriva dall'attivazione di un meccanismo che richiede una adeguata monoliticità delle pareti murarie, così che siano impediti collassi localizzati per disgregazione della muratura. Il metodo è perciò incompatibile con murature di qualità scadente (tipo C, Avorio & Borri, 2002) per il quale è prevedibile una crisi associata alla frantumazione dell'opera muraria per azioni fuori dal piano e ad una scarsa resistenza per azioni nel piano.

Meccanismi locali si verificano nelle pareti murarie prevalentemente per azioni perpendicolari al loro piano, mentre nel caso di sistemi ad arco anche per azioni nel piano. L'OPCM 3431/2005 suggerisce di effettuare le verifiche con riferimento ai meccanismi locali di danno e collasso (nel piano e fuori piano) tramite l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico, basato sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematismo.

Nel caso di analisi cinematica le strutture murarie sono considerate costituite da *macroelementi* indeformabili o, utilizzando una terminologia più specifica, da *corpi rigidi*: si ignora quindi la deformabilità del materiale, che permette le verifiche di tipo statico. L'analisi ha lo scopo di valutare le condizioni di equilibrio limite dei macroelementi sollecitati dal sisma; si trascura la resistenza a trazione della muratura e, in molti casi anche quella a compressione e a taglio. La costruzione va studiata per individuare, sulla base dell'organizzazione strutturale, delle sue carenze e del suo stato di fatto, i meccanismi che possono essere attivati. Lo studio dei meccanismi attivabili, condotto con gli strumenti descritti nei capitoli successivi, è in grado di fornire da un lato la massima accelerazione sopportabile e, dall'altro, indicazioni sui possibili provvedimenti tesi a limitarne l'attivazione.

L'OPCM 3431/2005 ricorda che per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo in generale richiede i seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (*catena cinematica*), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- valutazione, mediante *analisi cinematica lineare*, del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- valutazione, mediante *analisi cinematica non lineare*, dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione a^* e spostamento d^* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo);
- verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richieste alla struttura.

Oltre alla resistenza nulla a trazione della muratura, per l'applicazione del metodo di analisi si ipotizza, in genere:

- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

Tuttavia, per una simulazione più realistica del comportamento, è possibile considerare, in forma approssimata: a) gli scorrimenti tra i blocchi, considerando la presenza dell'attrito; b) le connessioni, anche di resistenza limitata, tra le pareti murarie; c) la presenza di catene metalliche; d) la limitata resistenza a compressione della muratura, considerando le cerniere di collegamento tra i blocchi

adeguatamente arretrate rispetto allo spigolo della sezione; e) la presenza di pareti a paramenti scollegati.

L'OPCM 3431/2005 ricorda che, per ottenere il moltiplicatore orizzontale α_0 dei carichi che porta all'attivazione del meccanismo locale di danno è necessario applicare ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica le seguenti forze: i pesi propri dei blocchi, applicati nel loro baricentro; i carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai e della copertura, altri elementi murari non considerati nel modello strutturale); un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio (per esempio: inefficaci collegamenti dei solai ai muri di controvento); eventuali forze esterne (ad esempio quelle trasmesse da catene metalliche); eventuali forze interne (ad esempio le azioni legate all'ingranamento tra i conci murari). E' opportuno ricordare che l'assunzione dello schema a blocchi rigidi consente di rappresentare le forze agenti su un blocco con la loro risultante applicata nel baricentro del corrispondente blocco.

Assegnata una rotazione virtuale ϑ_k al generico blocco k, è possibile determinare in funzione di questa e della geometria della struttura, gli spostamenti delle diverse forze applicate nella rispettiva direzione. Il moltiplicatore α_0 si ottiene applicando il *Principio dei Lavori Virtuali*, in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale:

$$\alpha_0 \left[\sum_{i=1}^{n} P_i \, \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \, \delta_{x,j} \right] - \sum_{i=1}^{n} P_i \, \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^{o} F_h \, \delta_h = L_{fi} \tag{9.1}$$

dove:

- n è il numero di tutte le forze peso applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;
- m è il numero di forze peso non direttamente gravanti sui blocchi le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- o è il numero di forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;
- P_i è la generica forza peso applicata al blocco (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, o un altro peso portato);
- P_j è la generica forza peso, non direttamente applicata ai blocchi, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;
- $\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell'i-esimo peso P_i, assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- $\delta_{x,j}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell'j-esimo peso P_j, assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- $\delta_{y,i}$ è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell'i-esimo peso P_i, positivo se verso l'alto;
- F_h la generica forza esterna (in valore assoluto) applicata ad un blocco;
- δ_h è lo spostamento virtuale del punto di applicazione dell'h-esima forza esterna, nella direzione della stessa e di segno positivo se di verso discorde;
- L_{fi} è il lavoro di eventuali forze interne.

Nelle applicazioni illustrate nei capitoli seguenti, riguardanti i cinematismi più comuni negli edifici in muratura, il moltiplicatore α_0 è sempre riferito alla configurazione iniziale della catena cinematica. Nel seguito sono riportati alcuni richiami sulla cinematica dei corpi rigidi e dei sistemi articolati, finalizzati al calcolo degli spostamenti virtuali δ della (9.1). Lo studio dei richiami non è indispensabile per l'utilizzo delle applicazioni che vengono poi illustrate nelle schede specifiche. Tuttavia una lettura attenta consente di comprendere meglio alcune applicazioni: avendo sottomano concetti base che non sono ancora patrimonio consolidato della cultura di tecnici abituati a ragionare in

termini di sollecitazioni, è possibile ricostruire formule e relazioni anche per i casi specifici non riportati in questo testo.

9.1 LA CINEMATICA DEL CORPO RIGIDO

9.1.1 Definizioni preliminari

La posizione di un punto in uno spazio tridimensionale è definita dalle tre coordinate del punto (Fig. 9.1). La posizione del punto può essere perciò rappresentata con il vettore *P-O*.

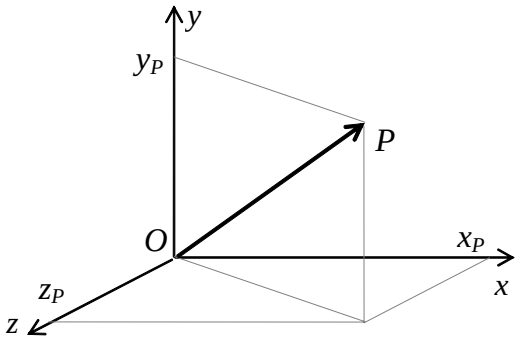


Fig. 9.1 - Posizione di un punto

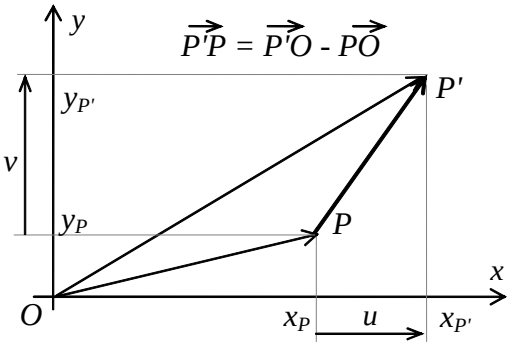


Fig. 9.2 - Spostamento di un punto (nel piano)

Lo spostamento di un punto è definito dalla differenza dei vettori posizione finale *P'-O* ed iniziale *P-O*: in Fig. 9.2 è mostrato lo spostamento con riferimento al caso piano. Se con *u, v* e *w* si indicano le componenti di spostamento in direzione *x*, *y* e *z* rispettivamente risulta:

$$u = x_{P'} - x_P; \qquad v = y_{P'} - y_P; \qquad w = z_{P'} - z_P; \tag{9.2}$$

La distanza tra due punti *P* e *Q* nello spazio vale:

$$d = \sqrt{\left(x_P - x_Q\right)^2 + \left(y_P - y_Q\right)^2 + \left(z_P - z_Q\right)^2} \tag{9.3}$$

Si definisce *rigido* un corpo nel quale non varia la distanza (9.3) tra qualunque coppia dei suoi elementi materiali (punti). Il corpo rigido è una comoda astrazione che può in ogni caso essere adottata per molte strutture: è compito del tecnico determinare, di volta in volta, quando l'ipotesi è legittima ed utilizzabile.

9.1.2 Spostamenti di un corpo rigido

Si consideri un corpo rigido, rappresentato in Fig. 9.3 con un rettangolo: per comodità ci si riferisce per ora al caso piano. Sia C la posizione di *riferimento* e C' la posizione *variata*. Si fissi un riferimento *Oxy* solidale con C. La posizione variata è definita da tre parametri raccolti nel vettore **q**:

$$\mathbf{q} = \left\{ u_0 \quad v_0 \quad \vartheta \right\}^T \tag{9.4}$$

con u_0 e v_0 spostamenti del punto *O* e ϑ rotazione intorno ad un asse *z* (asse di rotazione) ortogonale al piano *xy*. I tre elementi del vettore **q** sono i parametri (*coordinate lagrangiane)* necessari per definire la posizione variata del corpo rigido nel piano.
Le coordinate lagrangiane sono positive se dirette come in Fig. 9.3.

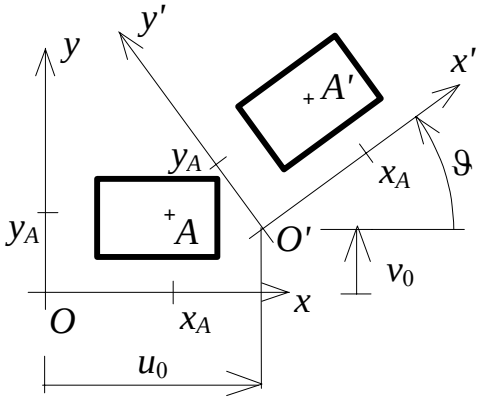


Fig. 9.3 - Configurazione variata di un corpo rigido nel piano

Nel caso più generale di corpo rigido nelle spazio le coordinate lagrangiane necessarie per definire la posizione variata sono sei, tre componenti di spostamento e tre componenti di rotazione intorno agli assi del riferimento:

(9.5) $$\mathbf{q} = \left\{ u_0 \quad v_0 \quad w_0 \quad \vartheta_x \quad \vartheta_y \quad \vartheta_z \right\}^T$$

Il passaggio dalla posizione di riferimento a quella variata può essere pensata in due fasi: dapprima una traslazione da C a C" (Fig. 9.4a) e successivamente una rotazione ϑ (Fig. 9.4b). Lo spostamento complessivo di un punto del corpo rigido è la somma dei due spostamenti $\mathbf{s}_0 = A"–A$, dovuto alla traslazione (Fig. 9.4a) e $\mathbf{s}_r = \overline{A"} - A"$ dovuto alla rotazione intorno a *O'* (Fig. 9.5). Si osserva che lo spostamento *finito* dovuto alla rotazione non coincide con la traiettoria definita dall'arco $A"\overline{A"}$.

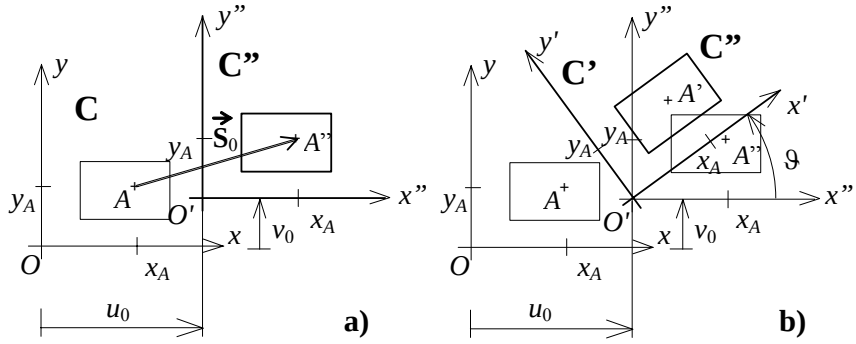


Fig. 9.4 - Fasi dello spostamento di un corpo rigido

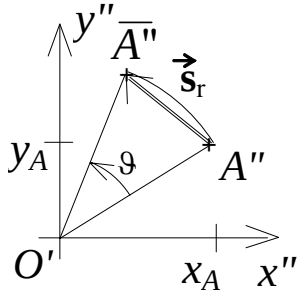


Fig. 9.5 - Rotazione intorno ad *O'*

Gli spostamenti finiti vengono studiati dalla meccanica applicata. In molti problemi della meccanica delle strutture è possibile fare riferimento a spostamenti *infinitesimi* definiti come segue.

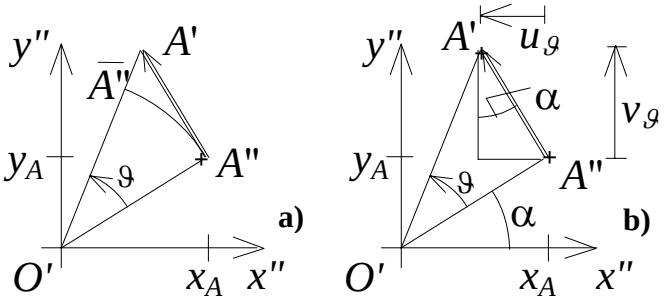


Fig. 9.6 - Traiettoria e spostamento infinitesimo

Se lo spostamento dovuto alla rotazione è abbastanza piccolo è lecito approssimare la traiettoria con la tangente alla traiettoria stessa: lo spostamento è perciò definito dal vettore *A*'–*A*" ortogonale alla congiungente *A*" col *centro di rotazione O'* (Fig. 9.6a) il cui modulo vale:

$$|A''A'| = O'A'' \operatorname{tg}\vartheta \cong O'A''\ \vartheta \tag{9.6}$$

Le componenti dello spostamento *A*'–*A*" valgono perciò (Fig. 9.6b):

$$\begin{aligned} u_{A,\vartheta} &= -O'A''\ \vartheta \sin\alpha = -y_A\ \vartheta \\ v_{A,\vartheta} &= O'A''\ \vartheta \cos\alpha = x_A\ \vartheta \end{aligned} \tag{9.7}$$

Pertanto, se si considera una posizione variata C' infinitamente vicina alla posizione di riferimento lo spostamento del generico punto *A* è definito dalle:

$$\begin{aligned} u_A &= u_0 - y_A\ \vartheta \\ v_A &= v_0 + x_A\ \vartheta \end{aligned} \tag{9.8}$$

Le (9.8) possono essere riscritte nell'equivalente forma matriciale, comoda quando si devono usare espressioni sintetiche o l'operazione deve essere automatizzata in codici di calcolo. Ponendo:

$$\mathbf{S}_A = \begin{Bmatrix} u_A \\ v_A \end{Bmatrix}; \qquad \mathbf{S}_0 = \begin{Bmatrix} u_0 \\ v_0 \end{Bmatrix}; \qquad \mathbf{T} = \begin{Bmatrix} -y_A \\ x_A \end{Bmatrix}; \qquad \vec{\vartheta} = \{\vartheta\} \tag{9.9}$$

le (9.8) diventano:

$$\mathbf{S}_A = \begin{Bmatrix} u_A \\ v_A \end{Bmatrix} = \mathbf{S}_0 + \mathbf{T}\vec{\vartheta} = \begin{Bmatrix} u_0 \\ v_0 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} -y_A \\ x_A \end{Bmatrix} \{\vartheta\} \tag{9.10}$$

Nel caso tridimensionale le (9.8) diventano:

$$\begin{aligned} u_A &= u_0 + z_A\ \vartheta_y - y_A\ \vartheta_z \\ v_A &= v_0 - z_A\ \vartheta_x + x_A\ \vartheta_z \\ w_A &= w_0 + y_A\ \vartheta_x - x_A\ \vartheta_y \end{aligned} \tag{9.11}$$

La (9.11) può essere riscritta nell'equivalente forma matriciale e, facendo riferimento al punto generico (e si omette perciò il pedice *A*), risulta:

$$\mathbf{S} = \begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \end{Bmatrix} = \mathbf{S}_0 + \mathbf{T}\vec{\vartheta} = \begin{Bmatrix} u_0 \\ v_0 \\ w_0 \end{Bmatrix} + \begin{vmatrix} 0 & z & -y \\ -z & 0 & x \\ y & -x & 0 \end{vmatrix} \begin{Bmatrix} \vartheta_x \\ \vartheta_y \\ \vartheta_z \end{Bmatrix} \tag{9.12}$$

Anche chi non ha familiarità con la notazione matriciale può osservare che la (9.10), che si riferisce al caso piano, e la (9.12), corrispondente al caso tridimensionale, differiscono solo per la particolarizzazione dei vettori traslazione $\mathbf{S}_0$ e rotazione $\vec{\vartheta}$, e della matrice geometrica $\mathbf{T}$.

Le (9.11), o (9.12) definiscono la *formula generale dello spostamento* rigido infinitesimo ma possono essere utilizzate anche con spostamenti finiti, purché sufficientemente piccoli.

Se il centro di rotazione Ω non coincide con *O* (Fig. 9.7 per il caso piano) la matrice geometrica nella (9.12) diventa (anche qui si omette il pedice *A* che identifica il punto generico):

$$\mathbf{T} = \begin{vmatrix} 0 & z - z_\Omega & -(y - y_\Omega) \\ -(z - z_\Omega) & 0 & x - x_\Omega \\ y - y_\Omega & -(x - x_\Omega) & 0 \end{vmatrix} \tag{9.13}$$

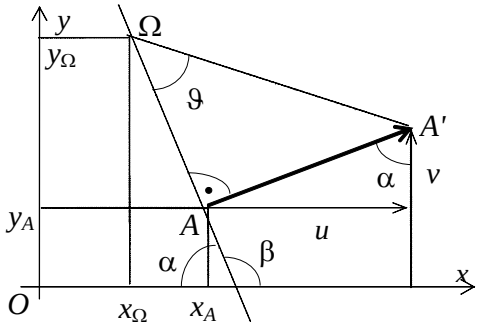


Fig. 9.7 - Rotazione intorno ad un generico punto Ω

L'adozione di spostamenti infinitesimi (o sufficientemente piccoli) consente la *linearizzazione* del problema. Inoltre rende possibile la *sovrapposizione degli effetti*: se uno spostamento è il risultato di più spostamenti la posizione finale può essere valutata sommando i contributi di ciascun spostamento, calcolati facendo riferimento alla posizione iniziale del generico punto del corpo. La sovrapposizione degli effetti consente semplificazioni fondamentali.

9.1.3 Un problema cinematico: il calcolo degli spostamenti di un corpo rigido

L'utilizzo più semplice della formula generale dello spostamento (9.11) o (9.12) è il calcolo delle componenti di spostamento dei punti di un corpo rigido quando sono assegnate le coordinate lagrangiane **q**.

Il corpo rigido *ABCD* di Fig. 9.8 può essere considerato rappresentativo di un blocco di muratura che ruota intorno ad *A*. Lo schema implica resistenza infinita della muratura, ma è possibile considerare resistenza finita, alla quale corrisponde una distribuzione di tensioni rettangolare come illustrato in Fig. 8.5, spostando il polo intorno al quale avviene la rotazione verso *B*.

Nel caso di (9.8), fissando un riferimento con origine in *A*, il vettore coordinate lagrangiane si particolarizza in: $\mathbf{q} = \{u_0 \quad v_0 \quad \vartheta\}^T = \{0 \quad 0 \quad \vartheta\}^T$. I vettori traslazione e rotazione, e le matrici geometriche corrispondenti ai tre punti *B*, *C* e *D* diventano:

$$(9.14) \qquad \mathbf{S}_0 = \begin{Bmatrix} u_0 \\ v_0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix};\ \vec{\vartheta} = \{\vartheta\};\ \mathbf{T}_B = \begin{Bmatrix} -y_B \\ x_B \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ s \end{Bmatrix};\ \mathbf{T}_C = \begin{Bmatrix} -y_C \\ x_C \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -h \\ s \end{Bmatrix};\ \mathbf{T}_D = \begin{Bmatrix} -y_D \\ x_D \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -h \\ 0 \end{Bmatrix}$$

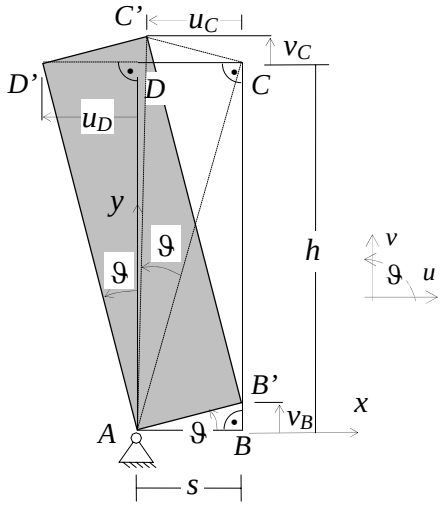


Fig. 9.8 - Spostamenti infinitesimi dei punti di un corpo rigido per sola rotazione intorno ad *A*

Applicando la (9.10), o utilizzando direttamente le (9.8), si ottiene:

$$\mathbf{S}_B = \begin{Bmatrix} u_B \\ v_B \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ s \end{Bmatrix} \vartheta = \begin{Bmatrix} 0 \\ s\vartheta \end{Bmatrix};\ \mathbf{S}_C = \begin{Bmatrix} u_C \\ v_C \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -h \\ s \end{Bmatrix} \vartheta = \begin{Bmatrix} -h\vartheta \\ s\vartheta \end{Bmatrix};\ \mathbf{S}_D = \begin{Bmatrix} u_D \\ v_D \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -h \\ 0 \end{Bmatrix} \vartheta = \begin{Bmatrix} -h\vartheta \\ 0 \end{Bmatrix} \tag{9.15}$$

Talvolta, nelle applicazioni, gli spostamenti vengono calcolati con il loro valore assoluto, controllando a vista quale è la loro direzione. Il prodotto per una forza con verso concorde, produce lavoro positivo; se la forza è discorde il lavoro è negativo: ed è questa, sostanzialmente, l'impostazione usata nella (9.1) dell'OPCM 3431/2005.

9.2 SISTEMI ARTICOLATI DI CORPI RIGIDI (SACR)

Più corpi rigidi collegati tra loro da *vincoli interni* e da *vincoli esterni* definiscono un *Sistema Articolato di Corpi Rigidi* (SACR).

Un vincolo è un dispositivo che, applicato ad un corpo, ne limita gli spostamenti. Un vincolo può essere *esterno* se collega il corpo ad un riferimento che, di solito, viene indicato col generico nome di *suolo*: un vincolo esterno impedisce spostamenti assoluti. Se un vincolo collega due o più corpi è detto *interno*. I vincoli interni impediscono spostamenti relativi. I vincoli descritti nel seguito sono *bilaterali*.

I vincoli vengono classificati sulla base dei gradi di libertà che sono in grado di togliere: semplice, doppio, triplo, ecc. stanno ad indicare vincoli che tolgono uno, due, tre, ecc. gradi di libertà (GDL). I GDL tolti rappresentano il *grado di molteplicità* del vincolo.

Con riferimento al singolo corpo rigido, il vincolo può essere definito analiticamente fissando relazioni tra le coordinate lagrangiane:

$$F_i(\mathbf{q}) = F_i(u_o, v_o, w_o, \vartheta_x, \vartheta_y, \vartheta_z) = 0; \qquad i = 1, m \tag{9.16}$$

con *m* grado di molteplicità del vincolo.

9.2.1 I vincoli esterni

Nel caso di corpo rigido nello spazio si definisce *incastro* un vincolo in grado di impedire tutti i gradi di libertà (Fig. 9.9 nel piano), per cui le (9.16) diventano:

$$u_0 = 0; \qquad v_0 = 0; \quad w_0 = 0; \qquad \vartheta_x = 0; \qquad \vartheta_y = 0; \qquad \vartheta_z = 0 \tag{9.17}$$

Pertanto nello spazio l'incastro è un vincolo di molteplicità 6 (*m*=6), mentre nel piano è un vincolo triplo (*m*=3):

$$u_0 = 0; \qquad v_0 = 0; \qquad \vartheta_z = 0 \tag{9.18}$$

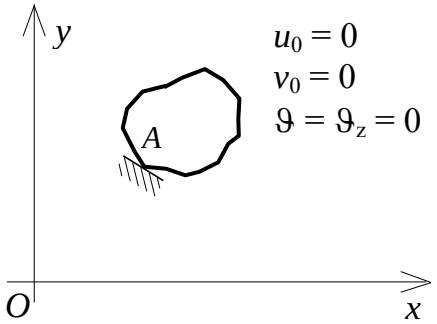


Fig. 9.9 - Incastro (nel piano)

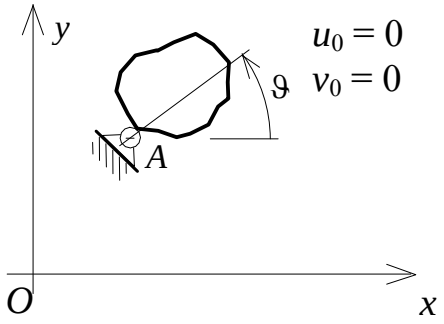


Fig. 9.10 - Cerniera cilindrica

Si definisce *cerniera sferica* un vincolo che impedisce gli spostamenti di un punto del corpo lasciando invece libere le rotazioni (m=3). Se con A si indica il punto di coordinate x_A, y_A e z_A, dove è applicata la cerniera devono essere soddisfatte le (9.19). Con le rotazioni riferite agli assi del riferimento, utilizzando la formula generale dello spostamento (9.11) le (9.16) si particolarizzano nelle (9.20):

(9.19) $$u_A = 0; \quad v_A = 0; \quad w_A = 0$$

(9.20) $$\begin{cases} u_0 + \vartheta_y \, z_A - \vartheta_z \, y_A = 0 \\ v_0 - \vartheta_x \, z_A + \vartheta_z \, x_A = 0 \\ w_0 + \vartheta_x \, y_A - \vartheta_y \, x_A = 0 \end{cases}$$

Nel piano (Fig. 9.10) la cerniera è considerata *cilindrica* perché è consentita solo la rotazione intorno a z (m=2):

(9.21) $$\begin{cases} u_0 - \vartheta_z \, y_A = 0 \\ v_0 + \vartheta_z \, x_A = 0 \end{cases}$$

che per $x_A = y_A = 0$ fornisce (vedere anche l'esempio di Fig. 9.8):

(9.22) $$u_0 = 0; \quad v_0 = 0$$

Si definisce *semplice* od *elementare* un vincolo che impedisce la traslazione in una prefissata direzione. Può essere rappresentato con una *biella* o *pendolo* (Fig. 9.11a) oppure con un *carrello* (Fig. 9.11b). Entrambi i vincoli, che sono equivalenti sia dal punto di vista cinematico che da quello statico, impediscono lo spostamento nella direzione **n** individuata dal pendolo in Fig. 9.11a o dalla normale al *piano di scorrimento* del carrello in Fig. 9.11b: consentono quindi lo spostamento di A in direzione ortogonale a **n** ed una rotazione del corpo intorno ad A. L'equivalenza cinematica è ovvia quando si pensa che nell'ambito degli spostamenti infinitesimi il pendolo consente al punto A una traslazione in direzione ortogonale al segmento AB (Fig. 9.12). Il pendolo nello spazio consente invece spostamenti nel piano ortogonale al pendolo stesso.

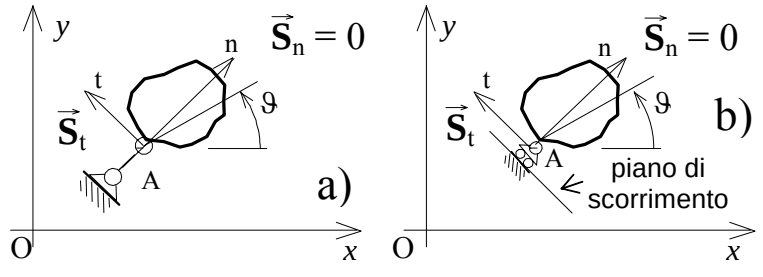


Fig. 9.11 - Pendolo o biella, carrello

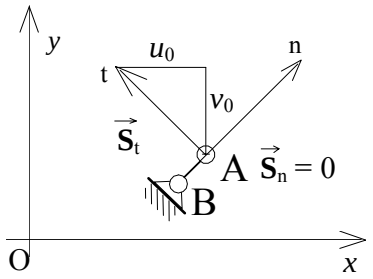


Fig. 9.12 - Spostamenti del pendolo

La condizione di vincolo si esprime analiticamente imponendo che lo spostamento di A sia ortogonale ad **n**:

(9.23) $$\mathbf{S}_A \bullet \mathbf{n} = 0$$

Nel caso piano, con le rotazioni riferite al polo O, la (9.23) diventa:

(9.24) $$(u_0 - \vartheta \, y_A)\cos nx + (v_0 + \vartheta \, x_A)\cos ny = 0$$

Se le rotazioni sono invece riferite ad A (Fig. 9.11) risulta:

(9.25) $$u_0 \cos nx + v_0 \cos ny = 0$$

Le (9.24) e (9.25) rappresentano quindi la particolarizzazione della (9.16) per il pendolo nel piano. Come casi particolari si può considerare **n** parallelo all'asse *y* o *x* (Fig. 9.13). Le (9.25) si riducono nei due casi a $v_0 = 0$ e $u_0 = 0$ rispettivamente.

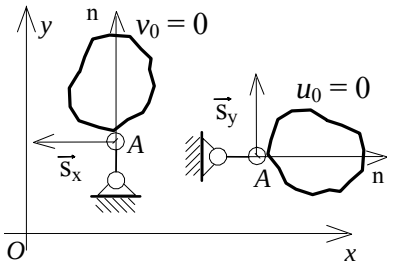


Fig. 9.13 - Pendolo: casi particolari

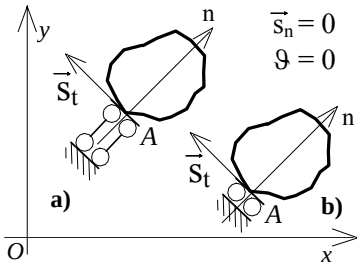


Fig. 9.14 - Glifo

Il *glifo o incastro scorrevole* può essere utilizzato per rappresentare scorrimenti di un blocco rispetto al suolo o, nel caso di vincoli interni, rispetto ad un altro blocco. Consente solo traslazioni in una direzione impedendo la rotazione ed è rappresentato, con riferimento al caso piano, con le due schematizzazioni di Fig. 9.14. Dal punto di vista cinematico il glifo può essere pensato costruito con due pendoli accostati e paralleli. Si tratta di un vincolo doppio ($m = 2$) che impedisce lo spostamento in direzione normale al piano di scorrimento e la rotazione: pertanto alla condizione (9.25) si deve aggiungere la condizione $\vartheta = 0$.

(9.26)
$$\begin{cases} u_0 \cos nx + v_0 \cos ny = 0 \\ \vartheta = 0 \end{cases}$$

9.2.2 I vincoli interni

In Fig. 9.15 sono rappresentati i vincoli interni piani e le corrispondenti relazioni cinematiche. I gradi di libertà di un SACR costituito da *n* corpi rigidi piani sono calcolati sottraendo ai 3*n* GDL complessivi i gradi di libertà tolti dai vincoli m_{tot}. Se il vincolo è esterno il suo contributo a m_{tot} è rappresentato dalla sua molteplicità. Se il vincolo è interno la sua molteplicità va moltiplicata per il numero dei corpi che collega diminuito di uno.

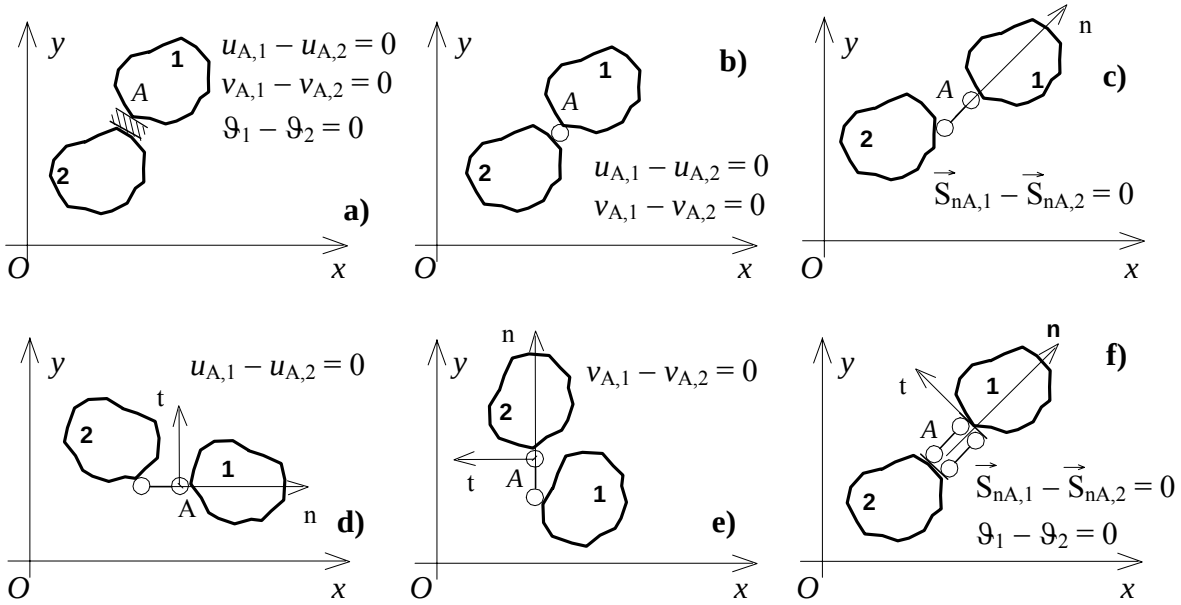


Fig. 9.15 - I vincoli interni più comuni

9.2.3 Un problema cinematico: il calcolo degli spostamenti di un SACR

Nel caso di sistemi articolati, l'applicazione della (9.11), o dell'equivalente (9.12), richiede preliminarmente l'assegnazione o il calcolo delle coordinate lagrangiane di ciascun corpo.

L'esempio di Fig. 9.16 è un sistema articolato piano costituito da due corpi rigidi collegati a terra da una cerniera cilindrica in *A* (corpo 1) e con un carrello con piano di scorrimento verticale in *E* (corpo 2). E' rappresentativo di quello che può accadere in una parete sufficientemente alta rispetto allo spessore, quando si forma un meccanismo di flessione verticale fuori dal piano. La configurazione variata di Fig. 9.16 è stata ottenuta assegnando una rotazione virtuale ϑ_1 al corpo 1. La soluzione del problema, che è costituita dai valori ancora incogniti delle coordinate lagrangiane dei due corpi, consente di calcolare gli spostamenti di tutti i punti di ogni corpo, in particolare di quelli dove sono applicate forze, per poter poi scrivere l'equazione dei lavori virtuali (9.1).

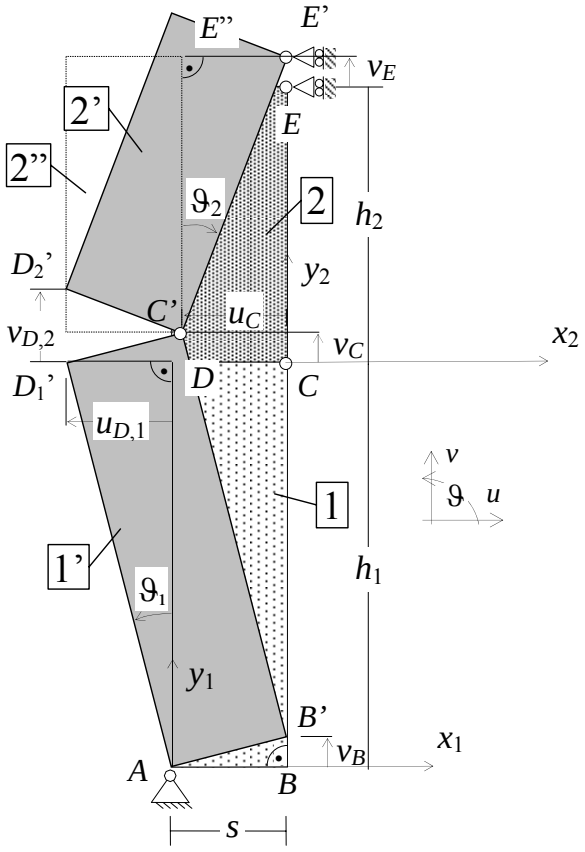


Fig. 9.16 - Esempio di sistema articolato di corpi rigidi

La scelta di un opportuno riferimento può semplificare la scrittura del sistema di equazioni che fornisce la soluzione. Il riferimento può essere diverso per i due corpi, come indicato nello schema di Fig. 9.16: i due riferimenti hanno origine diversa (in *A* per il corpo 1, in *C* per il corpo 2), ma stesso orientamento, così che le componenti di traslazione hanno valori che non dipendono dal riferimento. L'adozione del riferimento con origine in *C* per il corpo 2 permette l'impiego della matrice geometrica della (9.12), più semplice della (9.13) da utilizzare se invece si considera anche per il corpo 2 lo stesso riferimento del corpo 1.

Il sistema di equazioni è definito dalle equazioni di congruenza che si scrivono tenendo conto delle condizioni di vincolo interne ed esterne, oltre che delle coordinate lagrangiane assegnate. Risulta perciò:

$$\begin{cases} u_{A,1} = 0 \\ v_{A,1} = 0 \\ \vartheta_1 = \vartheta_1 \\ u_{C,2} = u_{C,1} \\ v_{C,2} = v_{C,1} \\ u_{E,2} = 0 \end{cases} \tag{9.27}$$

Le prime due equazioni corrispondono alla cerniera cilindrica in *A*; la terza è la rotazione virtuale imposta a 1, dato del problema; la quarta e la quinta sono il risultato del vincolo interno di cerniera tra i due corpi (Fig. 9.15b); l'ultima è la definizione cinematica del carrello in *E*.

Poiché risulta:

$$\begin{aligned} &u_{A,1} = u_{0,1} - y_{A,1}\ \vartheta_1 = u_{0,1}; && v_{A,1} = v_{0,1} + x_{A,1}\ \vartheta_1 = v_{0,1}; \\ &u_{C,1} = u_{0,1} - y_{C,1}\ \vartheta_1 = u_{0,1} - h_1\ \vartheta_1; && u_{C,2} = u_{0,2} - y_{C,2}\ \vartheta_2 = u_{0,2}; \\ &v_{C,1} = v_{0,1} + x_{C,1}\ \vartheta_1 = v_{0,1} + s\ \vartheta_1; && v_{C,2} = v_{0,2} + x_{C,2}\ \vartheta_2 = v_{0,2}; \\ &u_{E,2} = u_{0,2} - y_{E,2}\ \vartheta_2 = u_{0,2} - h_2\ \vartheta_2 \end{aligned} \tag{9.28}$$

il sistema (9.27) diventa:

$$\begin{cases} u_{0,1} = 0 \\ v_{0,1} = 0 \\ \vartheta_1 = \vartheta_1 \\ u_{0,2} = u_{0,1} - h_1\ \vartheta_1 \\ v_{0,2} = v_{0,1} + s\ \vartheta_1 \\ u_{0,2} - h_2\ \vartheta_2 = 0 \end{cases} \tag{9.29}$$

da cui la soluzione:

$$\begin{cases} u_{0,1} = 0 \\ v_{0,1} = 0 \\ \vartheta_1 = \vartheta_1 \\ u_{0,2} = -h_1\ \vartheta_1 \\ v_{0,2} = +s\ \vartheta_1 \\ \vartheta_2 = -\dfrac{h_1}{h_2}\vartheta_1 \end{cases} \tag{9.30}$$

Se, per esempio, si devono calcolare gli spostamenti dei baricentri dei due blocchi risulta:

$$\begin{aligned} &u_{G,1} = u_{0,1} - y_{G,1}\ \vartheta_1 = -(h_1/2)\ \vartheta_1 \\ &v_{G,1} = v_{0,1} + x_{G,1}\ \vartheta_1 = (s/2)\ \vartheta_1 \\ &u_{G,2} = u_{0,2} - y_{G,2}\ \vartheta_2 = -h_1\ \vartheta_1 - (h_2/2)\ \vartheta_2 = -(h_1/2)\ \vartheta_1 \\ &v_{G,2} = v_{0,2} + x_{G,2}\ \vartheta_2 = s\ \vartheta_1 + (-s_2/2)\ \vartheta 2 = (s + \frac{s_2 h_1}{2h_2})\ \vartheta_1 \end{aligned} \tag{9.31}$$

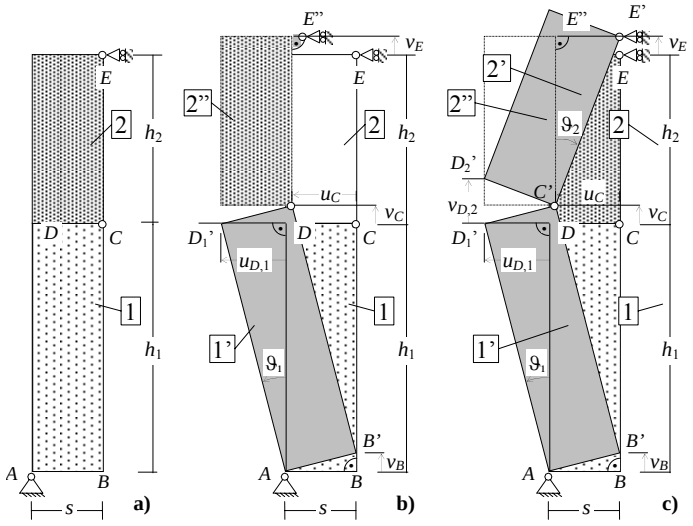


Fig. 9.17 - Esempio di sovrapposizione degli effetti

Allo stesso risultato si può arrivare, con approccio più artigianale ma egualmente efficace nei casi più semplici, utilizzando la sovrapposizione degli effetti. In Fig. 9.17 è mostrato un esempio che prevede dapprima la rotazione virtuale del corpo 1, con il corpo 2 che trasla per effetto dello spostamento del punto *C* di 1 (Fig. 9.17b). In questa fase il corpo 2, incernierato in *C* a 1, è supposto svincolato in *E*: tutti i punti di 2 subiscono gli stessi spostamenti di *C*. Successivamente si ripristina il vincolo in *E*, facendo subire a 2 la rotazione virtuale ϑ_2 (Fig. 9.17c) fino a riportare *E*" sulla stessa verticale di *E*, come imposto dal carrello che ha proprio piano di scorrimento verticale.

9.3 ASPETTI APPLICATIVI

Per chiarire qualche aspetto applicativo nell'impiego della (9.1) si considera la parete di Fig. 9.18a sollecitata dal peso proprio *W* (P_i nella (9.1)), agente nel baricentro del blocco, dal peso P_s (P_j nella (9.1)), trasmesso da un solaio, e da una forza orizzontale F_h, trasmessa da una volta impostata sul muro.

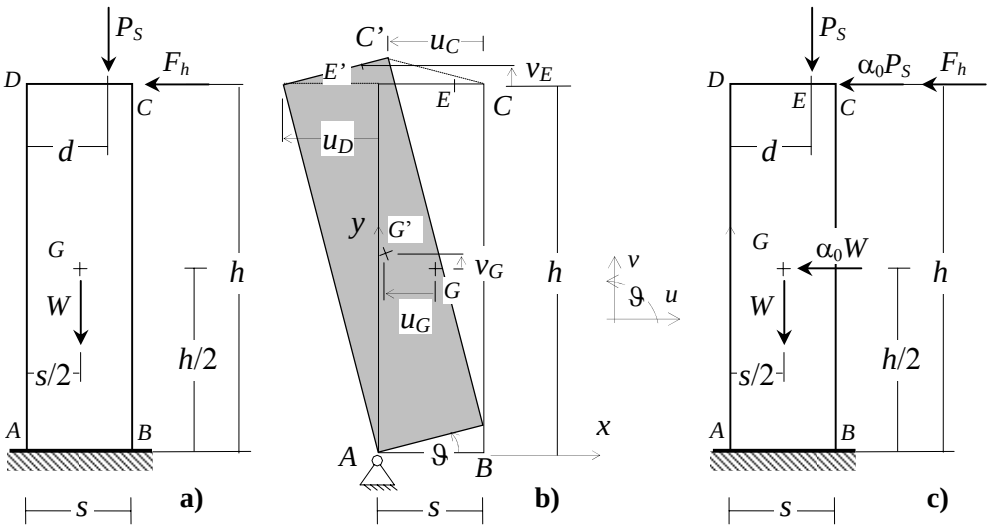


Fig. 9.18 - Schema di parete singola e corrispondente meccanismo

Assegnata la rotazione virtuale ϑ intorno ad *A* (Fig. 9.18b) con la formula generale dello spostamento si calcolano gli spostamenti virtuali dei punti dove sono applicate le forze:

(9.32) $$\mathbf{S}_G = \begin{Bmatrix} u_G \\ v_G \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -h/2 \\ s/2 \end{Bmatrix} \vartheta;\ \mathbf{S}_C = \begin{Bmatrix} u_C \\ v_C \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -h \\ s \end{Bmatrix} \vartheta;\ \mathbf{S}_E = \begin{Bmatrix} u_E \\ v_E \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -h \\ d \end{Bmatrix} \vartheta$$

Gli spostamenti, con le convenzioni della (9.1), e le corrispondenti forze valgono:

(9.33)
$$W; \quad \delta_{x,1} = -u_G = (h/2)\vartheta; \quad \delta_{y,1} = v_G = (s/2)\vartheta$$
$$P_s; \quad \delta_{x,2} = -u_E = h\vartheta; \quad \delta_{y,2} = v_E = d\vartheta$$
$$F_h; \quad \delta_h = u_C = -h\vartheta$$

L'equazione dei lavori virtuali si particolarizza come segue:

(9.34) $$\alpha_0 (W\,\delta_{x,1} + P_s\,\delta_{x,2}) - (W\,\delta_{y,1} + P_s\,\delta_{y,2}) - F_h\,\delta_h = 0$$

da cui, sostituendo i valori della (9.33) si ha:

(9.35) $$\alpha_0 [W(h/2)\vartheta + P_s\,h\vartheta] - [W\,(s/2)\vartheta + P_s\,d\,\vartheta] + F_h\,h\vartheta = 0$$

Il moltiplicatore α_0 vale perciò:

(9.36) $$\alpha_0 = \frac{[W\,(s/2) + P_s\,d] - F_h\,h}{W(h/2) + P_s\,h}$$

Si può osservare che il moltiplicatore è indipendente da ϑ che spesso, proprio per questo motivi, viene assunto di valore unitario.

Si può anche notare che la (9.35), dopo aver semplificato per ϑ, diventa un'equazione di equilibrio alla rotazione intorno ad *A*; infatti, con i simboli di Fig. 9.18c, si ha:

(9.37) $$\alpha_0 [W(h/2) + P_s\,h] - [W\,(s/2) + P_s\,d] + F_h\,h = 0$$

Inoltre è possibile vedere la (9.37) come risultato dell'uguaglianza, in condizioni limite dell'equilibrio, tra il momento ribaltante M_R e momento stabilizzante M_S:

(9.38) $$M_R = \alpha_0 [W(h/2) + P_s\,h] + F_h\,h; \quad M_S = [W\,(s/2) + P_s\,d]$$

Queste ultime osservazioni consentono, talvolta, la scrittura diretta dell'equazione dalla quale ricavare il moltiplicatore, senza dover necessariamente passare dal calcolo degli spostamenti virtuali; esempi sono riportati nei capitoli successivi.

9.4 LE VERIFICHE DI SICUREZZA

Per effettuare le verifiche di sicurezza, il moltiplicatore orizzontale α_0 che attiva il meccanismo deve essere trasformato in accelerazione spettrale a_0^*, grandezza omogenea con la domanda.

Preliminarmente viene calcolata la massa partecipante, considerando per semplicità gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei pesi come se fossero una forma modale:

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

dove:

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

L'accelerazione spettrale vale:

(9.40)
$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^*} = \frac{\alpha_0 g}{e^*}; \quad e^* = \frac{gM^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i}$$

dove e^* è la frazione di massa partecipante della struttura.

9.4.1 Stato limite di danno

La verifica di sicurezza nei confronti dello SL di Danno (SLD) è soddisfatta se l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo è superiore all'accelerazione dello spettro elastico definito nel punto 3.2.6 dell'OPCM 3431/2005, valutata per $T = 0$, opportunamente amplificata per considerare la quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo:

(9.41)
$$a_0^* \geq \frac{a_g S}{2.5}(1+1.5\frac{Z}{H})$$

dove:

- a_g è l'accelerazione orizzontale massima sul suolo di categoria A del sito (punto 3.2.1 dell' OPCM 3431);
- S è il fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione (punto 3.2.3 dell'OPCM 3431;
- Z è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle forze peso le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica del meccanismo, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- H è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione.

Nel caso di meccanismi locali, lo stato limite di danno corrisponde all'insorgere di fessurazioni che non interessano l'intera struttura ma solo una sua parte; pertanto nel caso di edifici esistenti in muratura, anche in considerazione delle giustificate esigenze di conservazione, pur essendo auspicabile il soddisfacimento di questo stato limite, la sua verifica non è richiesta.

9.4.2 Stato limite ultimo

La verifica allo SL ultimo (SLU) dei meccanismi locali, imprescindibile per garantire la sicurezza nei riguardi del collasso, è svolta con modalità che dipendono dal tipo di analisi effettuata. Nel caso, qui considerato, di analisi cinematica lineare, la verifica di sicurezza nei confronti dello SL ultimo (SLU) è soddisfatta se l'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo soddisfa la seguente disuguaglianza:

(9.42)
$$a_0^* \geq \frac{a_g S}{q}(1+1.5\frac{Z}{H})$$

con $q = 2.0$, fattore di struttura.

10 MECCANISMI DI COLLASSO FUORI DAL PIANO

Nel caso di collassi fuori dal piano i casi più frequenti negli edifici ordinari corrispondono all'attivazione dei seguenti meccanismi:

- di ribaltamento semplice;
- di ribaltamento composto;
- di flessione verticale;
- di flessione orizzontale.

Per ogni tipo di meccanismo sono illustrate nel seguito le caratteristiche e le modalità di collasso, l'ambito di applicazione, i requisiti che si devono verificare negli edifici affinché il meccanismo si possa manifestare ed i sintomi che ne denunciano l'avvenuta attivazione. Sono inoltre indicate le condizioni riscontrabili nelle strutture che possono influenzare l'evoluzione del fenomeno.

10.1 MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE

Il ribaltamento semplice di pareti esterne degli edifici dovute all'azione del sisma rappresenta una situazione di danno tra le più frequenti e pericolose. Questa si schematizza come una rotazione rigida di porzioni di parete attorno ad una cerniera cilindrica orizzontale posta alla base; la rotazione è attivata da sollecitazioni fuori dal piano (Fig. 10.1).

Tale situazione si verifica quando il muro investito dall'azione sismica risulta libero in sommità e non ammorsato alle pareti ad esso ortogonali. Anche se queste ultime hanno una qualità insoddisfacente, il collasso si manifesta per primo nella parete normale all'azione sismica. Le condizioni di vincolo che rendono possibile questo meccanismo sono quindi l'assenza di connessioni nel martello murario ed assenza di dispositivi di collegamento, come cordoli o catene, in testa alla tesa ribaltante.

Se l'edificio ha subito l'azione di un sisma questo tipo di meccanismo è facilmente individuabile da lesioni verticali presenti in corrispondenza dell'incrocio tra la tesa ribaltante e le pareti ad essa ortogonali, fuori piombo e dall'avvenuto sfilamento delle travi dei solai dal muro.

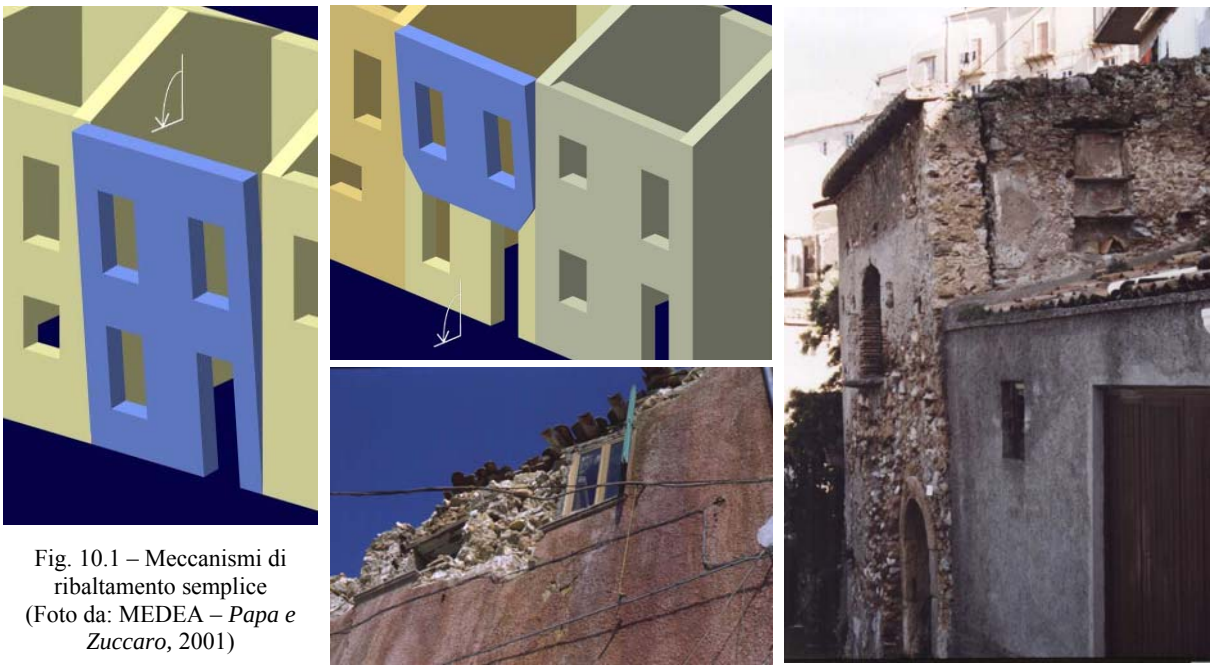


Fig. 10.1 – Meccanismi di ribaltamento semplice (Foto da: MEDEA – *Papa e Zuccaro,* 2001)

Il ribaltamento semplice di porzioni di muratura può riguardare diverse geometrie della parete in esame, in relazione ad un quadro fessurativo rilevato o alla presenza di aperture nel muro (porte e finestre) che ne influenzano la progressione. Può interessare uno solo o più piani dell'edificio, relativamente alla modalità di connessione tra i solai e le murature ai vari livelli della struttura. In questi casi occorre considerare la possibilità che il ribaltamento possa coinvolgere diversi livelli della parete; bisogna quindi valutare il moltiplicatore di collasso per differenti posizioni della cerniera cilindrica.

Si osserva inoltre che a volte gli edifici di antica realizzazione presentano strutture murarie costituite da due cortine separate (il caso limite è rappresentato dalle *murature a sacco*); in questi casi il meccanismo di ribaltamento può interessare la sola cortina esterna con presumibile riduzione del moltiplicatore di collasso, che deve essere quindi opportunamente valutato, come dettagliatamente illustrato nel capitolo 11.

10.2 MECCANISMI DI RIBALTAMENTO COMPOSTO

Per ribaltamento composto si vuole qui indicare un insieme di situazioni in cui al ribaltamento della parete ortogonale all'azione sismica si accompagna il trascinamento di una porzione di struttura muraria appartenente ad un'angolata libera oppure a pareti di spina (Fig. 10.2).

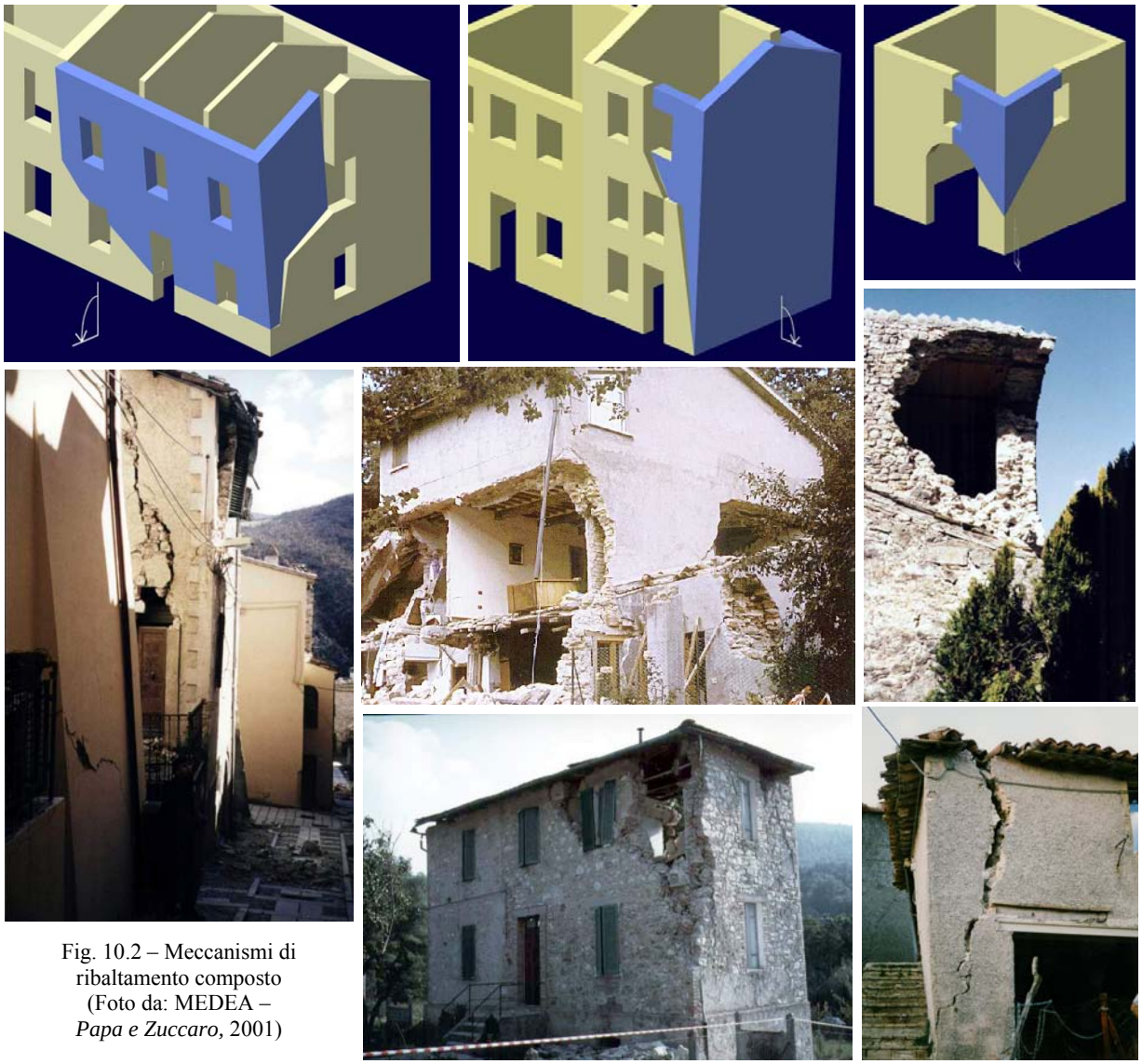


Fig. 10.2 – Meccanismi di ribaltamento composto (Foto da: MEDEA – *Papa e Zuccaro*, 2001)

In molti casi infatti i martelli murari e le angolate presentano connessioni adeguate tra le murature che confluiscono in un nodo, tali da determinare il coinvolgimento di parti di esse nel ribaltamento. Affinché si possa prevedere un meccanismo di ribaltamento composto in un edificio integro, devono esserci condizioni caratterizzate dall'assenza di vincoli in sommità della parete ribaltante e dalla presenza di un efficace collegamento tra la parete investita dal sisma e quella ad essa ortogonale. Si tratta generalmente di murature costruite in uno stesso momento (cellule originarie) o che hanno subito interventi di consolidamento che prevedono il collegamento dei pannelli murari ortogonali, ma in assenza di un efficace collegamento in testa alla parete ribaltante.

Inoltre, in relazione alla presenza di solai rigidi, si può definire una diversa configurazione del *cuneo di distacco* nella parete coinvolta nel ribaltamento. Nel caso in cui siano presenti solai tradizionali, privi di soletta armata, il meccanismo di ribaltamento della facciata è accompagnato generalmente dal distacco di un cuneo diagonale della parete ortogonale. Se invece i solai sono dotati di soletta rigida il meccanismo di ribaltamento composto determina il trascinamento di un cuneo a doppia diagonale nella parete di controvento.

Quando l'edificio in esame ha già subito l'azione di un sisma è possibile constatare il meccanismo di ribaltamento composto attraverso la lettura del dissesto rilevato, descritto da lesioni diagonali o a doppia diagonale sulle pareti di spina con angolo di distacco differente a seconda della tipologia e della qualità muraria caratterizzante l'edificio stesso.

In effetti tale meccanismo, che rappresenta una variante del ribaltamento semplice, è fortemente influenzato anche dal tipo di muratura è dalla presenza di aperture nelle pareti di controvento, da cui dipendono in particolare le dimensioni e la configurazione del cuneo di distacco.

Per pareti di controvento prive di aperture si può osservare che in generale l'angolo formato dalla diagonale del cuneo che ribalta con la verticale aumenta all'aumentare della qualità muraria (in particolare è tanto maggiore quanto migliore è l'apparecchiatura del sistema murario e quanto maggiori sono le dimensioni medie degli *ortostati*). In presenza di aperture in prossimità dell'intersezione tra i muri, invece, la forma e le dimensioni del cuneo di distacco sono determinate da queste. Si osserva poi che, in questo tipo di cinematismo, minore è la porzione di muratura che viene trascinata nel moto di ribaltamento più ridotto risulta il valore del moltiplicatore di collasso determinato, fino a tendere al limite al caso di ribaltamento semplice.

Il meccanismo di ribaltamento composto può interessare quindi diverse geometrie del macroelemento coinvolto nel cinematismo e diversi piani dell'edificio, in relazione alla presenza di dispositivi di connessione ai vari livelli, ma riguarda generalmente murature a comportamento monolitico poiché può attivarsi solo in pareti di buona qualità ed apparecchiatura. Nel capitolo 12 è illustrata la formulazione del problema per i diversi casi che si possono riscontrare.

10.3 MECCANISMI DI FLESSIONE VERTICALE

Una situazione piuttosto comune negli edifici in muratura è rappresentata da una tesa muraria vincolata agli estremi e libera nella zona centrale (Fig. 10.3). È questo il caso, ad esempio, di un edificio con un cordolo in sommità ed i solai intermedi privi di qualsiasi connessione; una situazione di questo tipo si presenta anche quando si considera la porzione di parete compresa tra due solai ben collegati ad essa. In queste condizioni la presenza in sommità di un dispositivo di connessione impedisce il ribaltamento della parete verso l'esterno. Tuttavia questa, sotto l'effetto dello scuotimento orizzontale, può collassare per instabilità verticale.

Infatti la struttura muraria, costruita per sovrapposizione di elementi lapidei e laterizi vincolati da semplice contatto o da una malta con scarsa resistenza a trazione, sopporta gli sforzi di flessione indotti dalle azioni ortogonali al suo piano, solo se lo sforzo normale mantiene la risultante interna alla sezione trasversale. In caso contrario si forma in quel punto una cerniera cilindrica orizzontale attorno alla quale ruotano reciprocamente i due blocchi formatisi nella muratura ed è consentito l'innesco del cinematismo per flessione verticale della parete.

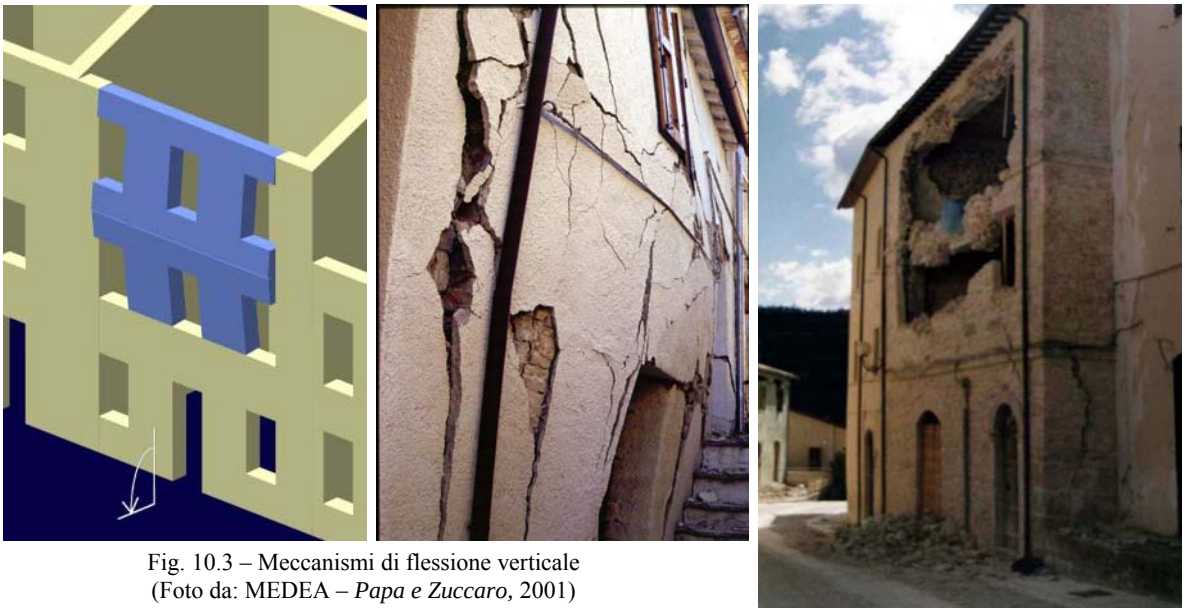


Fig. 10.3 – Meccanismi di flessione verticale
(Foto da: MEDEA – *Papa e Zuccaro,* 2001)

Tale meccanismo può quindi verificarsi in presenza di un trattenimento in testa alla tesa muraria, dovuto ad esempio a tiranti metallici, ad ancoraggi alle testate di travi lignee o a cordoli e solette in c.a. ben ammorsati alla muratura, ed è favorito da una qualità scadente della stessa, specie se realizzata a sacco, che la rende instabile, nonché da spinte orizzontali localizzate determinate ad esempio dalla presenza di archi, volte o solai intermedi non trattenuti. I meccanismi di flessione verticale sono caratterizzati da valori del coefficiente di collasso α che in alcuni casi risultano più elevati rispetto a quelli di ribaltamento semplice.

In un edificio già danneggiato dal terremoto il meccanismo è segnalato da spanciamenti e fuori piombo della parete, talvolta accompagnati dallo sfilamento delle travi del solaio che insiste sulla stessa. In ogni caso, l'instaurarsi dell'*arco verticale* che precede l'attivazione del meccanismo richiede la presenza di efficaci vincoli orizzontali sopra e sotto il tratto di parete interessato.

Il meccanismo di flessione verticale di una parete può quindi interessare uno o più piani dell'edificio, in relazione alla presenza di vincoli agli orizzontamenti, diverse geometrie dei macroelementi, determinate dalla presenza di aperture o spinte localizzate, ed uno o entrambi i paramenti, nel caso di strutture murarie a doppia cortina. In particolare nel caso dei muri a sacco il materiale di riempimento interno per effetto della sovrappressione può causare l'instabilità del paramento esterno, soprattutto quando il solo paramento interno è collegato ai solai (ad esempio quando su questo sono stati realizzati cordoli in c.a. *in traccia*).

Nel capitolo 13 sono proposte le formulazioni che permettono di calcolare i valori dei moltiplicatori di collasso α prendendo in considerazione le differenti situazioni che si possono riscontrare negli edifici osservati.

10.4 MECCANISMI DI FLESSIONE ORIZZONTALE

In presenza di pannelli murari efficacemente vincolati alle pareti ortogonali con il lato sommitale non trattenuto da alcun dispositivo si assiste spesso ad un tipo di crisi riconducibile al comportamento flessionale nel piano orizzontale del solido murario. La risposta strutturale del pannello si manifesta in questi casi come un *effetto arco orizzontale* all'interno della parete ed è chiamato in causa dall'azione sismica ortogonale alla stessa (Fig. 10.4). In particolare, la spinta trasmessa dal solaio o dalla copertura in testa alla struttura muraria si scarica sulla parete di facciata fino ad arrivare ad interessare le pareti ad essa ortogonali (arco orizzontale). Tale azione, in corrispondenza delle intersezioni murarie, viene quindi ripartita in una componente *T* ortogonale alla parete investita dal sisma, assorbita dai tiranti se presenti, ed una componente *H* parallela alla stessa.

L'attivazione del meccanismo è preceduta dalla formazione di un arco orizzontale nello spessore del muro; nella condizione limite di equilibrio si formano tre cerniere, una in mezzeria, le altre in prossimità dell'intersezione tra la parete in esame ed i muri ad essa ortogonali, in corrispondenza degli elementi che devono portare il tiro *T*.

Dallo schema di calcolo si osserva che il collasso si manifesta quando la parete non trova elementi strutturali in grado di fornire le reazioni *H*. Nel caso in cui la parete si inserisce all'interno di una schiera e le porzioni di muratura contigue sono di sufficiente resistenza, il collasso per cinematismo non si verifica e la rottura può avvenire solo per schiacciamento della parte interna del muro.

In altre parole l'evoluzione del meccanismo dipende dalla capacità dei muri laterali di sopportare le spinte *H* degli archi. Se la parete non trova elementi di contrasto capaci di fornire una reazione pari ed opposta alla spinta *H*, allora lo schema isostatico di arco a tre cerniere diventa labile quando queste vengono ad essere allineate e si ha il conseguente cinematismo di collasso. Se, invece, la muratura in esame appartiene ad una cella interclusa di una schiera, allora la spinta *H* è generalmente assorbita dalle pareti contigue, quindi diventa necessaria un'analisi di tipo tensionale che verifichi la condizione di schiacciamento della parte interna del muro soggetta a forti sollecitazioni di compressione.

La situazione descritta è tipica delle pareti trattenute da tiranti ed è favorita dalle spinte in testa al muro, dovute in genere alla presenza di una copertura spingente o all'azione di martellamento degli elementi di grossa orditura del tetto, e da una ridotta resistenza a trazione della muratura che comporta rischi di espulsione del materiale che costituisce la faccia esterna della parete per le tensioni di trazione che nascono nella zona centrale a causa dal cinematismo stesso. Anche la presenza di canne fumarie ricavate nello spessore della parete o di aperture per l'alloggio degli impianti tecnologici, riducendo la sezione resistente della struttura muraria, costituiscono situazioni preferenziali per la formazione delle cerniere verticali e l'innesco del cinematismo e rappresentano quindi elementi di particolare interesse.

Nell'analisi del meccanismo di flessione orizzontale bisogna distinguere poi tra il caso di parete monolitica, per il quale l'arco di scarico può interessare l'intero spessore della parete, ed il caso di parete a doppia cortina per il quale si può manifestare espulsione di materiale senza che si abbia il coinvolgimento della cortina interna.

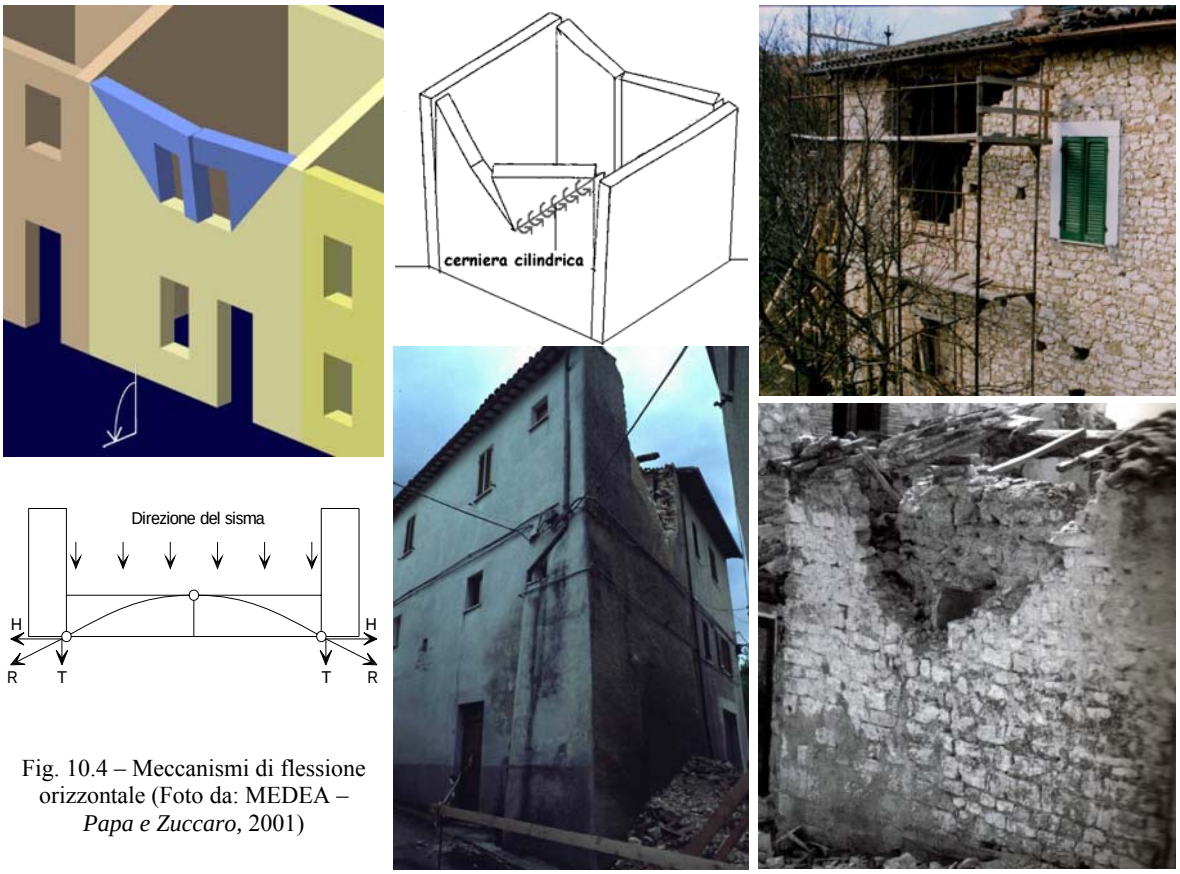


Fig. 10.4 – Meccanismi di flessione orizzontale (Foto da: MEDEA – *Papa e Zuccaro*, 2001)

Il meccanismo di flessione orizzontale inoltre può interessare diverse geometrie dei macroelementi coinvolti nel cinematismo, la cui definizione è condizionata principalmente dalla presenza di aperture allineate nella fascia di sottotetto e dalla qualità della muratura che influisce sull'altezza del cuneo di distacco.

Nel caso di strutture anche lievemente danneggiate l'individuazione di meccanismi di flessione orizzontale è agevolata dalla lettura del quadro fessurativo che fornisce importanti indicazioni sui macroelementi che si sono formati. Mentre in generale nel caso di strutture murarie integre con cantonali correttamente eseguiti i possibili cinematismi di collasso fuori dal piano possono svilupparsi con il coinvolgimento di porzioni più o meno ampie di muratura e non è immediato prevedere quale sia il cinematismo più probabile. In questi casi, per operare una stima delle condizioni più favorevoli al collasso, è opportuno valutare diversi moltiplicatori α ipotizzando differenti geometrie delle porzioni di muratura interessate dal cinematismo.

Nel capitolo 14 vengono analizzate e meglio specificate le condizioni che determinano l'instaurarsi di un meccanismo di flessione orizzontale e sono proposte le formulazioni che permettono di calcolare i valori del coefficiente di collasso ad esse associati.

11 MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE

In questo capitolo sono commentati i meccanismi di ribaltamento semplice di pareti non vincolate agli orizzontamenti e non efficacemente collegate alle pareti ortogonali, come descritto nel paragrafo 10.1. Sono anche forniti i criteri per la valutazione del moltiplicatore di collasso α nelle diverse condizioni rilevabili negli edifici esaminati. Poiché in questi casi l'applicazione dell'equazione dei lavori virtuali (9.1) porta alla scrittura di una equazione di equilibrio tra momento ribaltante e momento stabilizzante, vengono fornite direttamente le espressioni di tali momenti. In seguito vengono proposti esempi di applicazione a casi reali che consentano una maggiore comprensione della metodologia illustrata e dei risultati ottenibili. Il problema viene formulato distinguendo edifici con pareti a comportamento monolitico ed a doppia cortina, e considerando in ogni caso la possibilità che il meccanismo di ribaltamento coinvolga uno o più piani dell'edificio in relazione alle condizioni di vincolo rilevate ai vari livelli.

11.1 RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

Nel caso dei meccanismi di ribaltamento semplice l'individuazione di un quadro fessurativo o di danneggiamento imputabile a tale meccanismo rende immediata la definizione dei macroelementi da considerare nel calcolo di α secondo la formulazione proposta.

Il primo passo da compiere consiste comunque nel definire la geometria dei corpi ribaltanti e quindi nel tracciare uno schema di calcolo quanto più possibile verosimile. Se l'edificio da analizzare non presenta alcun tipo di danneggiamento, si deve accertare la possibilità dell'instaurarsi di un meccanismo di ribaltamento semplice a partire dalle condizioni di vincolo della parete; successivamente è possibile ipotizzare la geometria coinvolta nel cinematismo prendendo in considerazione ulteriori fattori come la presenza di aperture o la qualità della muratura.

In questi casi è tuttavia opportuno considerare diverse possibilità e valutare i relativi valori del coefficiente di collasso associati. In particolare per pareti che risultano non vincolate a vari livelli dell'edificio bisogna considerare la possibilità che il ribaltamento avvenga per diverse posizioni della cerniera cilindrica in corrispondenza dei diversi piani.

11.1.1 Cinematismo di ribaltamento semplice di parete monolitica ad un piano

È questo il caso in cui l'assenza di trattenimento in testa alla tesa ribaltante riguarda soltanto l'ultimo livello dell'edificio dove il ribaltamento dell'intera parete o di porzioni di essa può essere agevolato da una copertura spingente. Sia definita la geometria del macroelemento coinvolto nel ribaltamento; risulta allora definito lo schema di calcolo al quale fare riferimento con tutte le grandezze richieste. Risultano inoltre determinate le condizioni di vincolo ed i carichi sul sistema, rappresentati dai pesi trasmessi al macroelemento dalle strutture e sovrastrutture su esso agenti e dalle azioni orizzontali dovute al sisma oppure a spinte statiche. In condizioni sismiche, infatti, a ciascun carico verticale corrisponde un carico orizzontale calcolato come il prodotto del primo per il coefficiente sismico α.

Il moltiplicatore di collasso α_0 delle forze orizzontali che determina l'attivazione del cinematismo è valutato imponendo le condizioni di equilibrio che il sistema di forze agenti deve rispettare in condizioni di incipiente ribaltamento (v. paragrafo 9.3). Si procede quindi alla valutazione del momento delle forze che determinano il ribaltamento del corpo attorno alla cerniera cilindrica considerata (*momento ribaltante*) e quello delle forze che si oppongono a tale rotazione (*momento stabilizzante*) nella configurazione iniziale del sistema.

Con riferimento alla Fig. 11.1, con la rotazione che avviene intorno alla cerniera A, si definiscono i seguenti parametri:

- W è il peso proprio della parete;
- F_V è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete;
- F_H è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete;
- P_S è il peso del solaio agente sulla parete calcolato in base all'area di influenza;
- P_H rappresenta la spinta statica trasmessa dalla copertura;
- T rappresenta il valore massimo dell'azione di un eventuale tirante in testa alla parete;
- s è lo spessore della parete;
- h è l'altezza della parete rispetto alla cerniera in A o, più in generale, la quota del punto d'applicazione dell'azione trasmessa dal solaio o dal tirante rispetto alla cerniera A;
- h_V è la quota del punto di applicazione della spinta di archi o volte rispetto alla cerniera A;
- d è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico del solaio sulla parete rispetto alla cerniera A;
- d_V è la distanza orizzontale dalla cerniera A del punto di applicazione di F_V;
- y_G è l'altezza del baricentro della parete rispetto alla cerniera in A;
- α è il moltiplicatore delle forze orizzontali;

e si scrive una equazione di equilibrio alla rotazione intorno alla cerniera A. Il momento stabilizzante è dato da:

$$M_{S(A)} = W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h \tag{11.1}$$

Il momento ribaltante è pari a:

$$M_{R(A)} = \alpha \cdot \left[W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h \right] + F_H \cdot h_V + P_H \cdot h \tag{11.2}$$

Eguagliando i due termini si ricava il moltiplicatore di collasso $\alpha = \alpha_0$:

$$\alpha = \frac{W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h - F_H \cdot h_V - P_H \cdot h}{W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h} \tag{11.3}$$

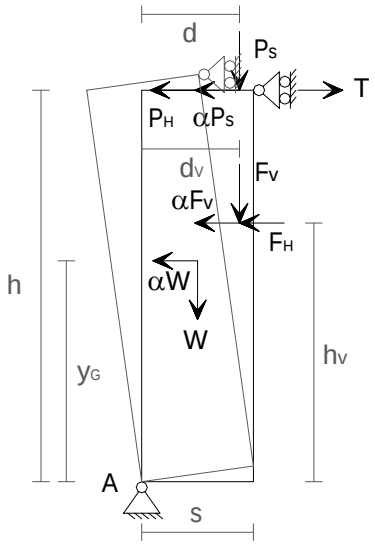


Fig. 11.1 – Schema di calcolo

Nel calcolo dei bracci delle forze, ed in particolare di quello del peso proprio del muro, è opportuno considerare la reale geometria del macroelemento ribaltante. Infatti, la presenza di aperture nella parete generalmente modifica la posizione del suo baricentro, con conseguente variazione del momento ribaltante. Inoltre, in presenza di macroelementi di geometria irregolare, spesso riconoscibile dal quadro fessurativo osservato in facciata, la definizione della posizione verticale del baricentro del corpo che ribalta permette di considerare nell'analisi una più realistica distribuzione dei carichi orizzontali applicati alla parete.

Si sottolinea infine che la procedura permette altresì di prendere in considerazione l'arretramento della cerniera cilindrica attorno alla quale si ha il ribaltamento; infatti, se si rimuove l'ipotesi di resistenza infinita della muratura, si può considerare il ribaltamento intorno ad un punto A', interno allo spessore del muro, corrispondente alla posizione della risultante delle tensioni di compressione alla base della parete.

11.1.2 Cinematismo di ribaltamento semplice di parete monolitica a più piani

Si può attivare quando, in corrispondenza di solai che si presentano generalmente semplicemente appoggiati alle murature, l'edificio è privo di dispositivi in grado di contrastare il ribaltamento della

parete di facciata su diversi livelli. In tal caso bisogna considerare la possibilità che la tesa muraria, sottoposta anche alla spinta esercitata dai solai in condizioni sismiche, subisca il ribaltamento attorno a diverse posizioni della cerniera cilindrica, in corrispondenza dei diversi piani dell'edificio, e valutare quindi la condizione alla quale corrisponde un moltiplicatore di collasso minore. Valgono le stesse osservazioni fatte per il caso precedente; si determinano quindi le condizioni di equilibrio in corrispondenza della formazione di una cerniera cilindrica posta genericamente in B (Fig. 11.2).

Con riferimento alla Fig. 11.2 dove:

- n è il numero di piani interessati dal cinematismo;
- W_i è il peso proprio della parete al piano i-esimo;
- F_{Vi} è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i-esimo;
- F_{Hi} è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i-esimo;
- P_{Si} è il peso del solaio agente sulla parete al piano i-esimo, calcolato in base all'area di influenza;
- P_H rappresenta la spinta statica trasmessa dalla copertura in testa alla tesa ribaltante;
- T_i è il valore massimo dell'azione di un eventuale tirante presente in testa alla parete del piano i-esimo;
- s_i è lo spessore della parete al piano i-esimo;
- h_i è l'altezza della parete al piano i-esimo rispetto alla cerniera B;
- h_{Vi} è l'altezza del punto di applicazione della spinta di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera B;
- d_i è la distanza orizzontale dalla cerniera B del punto di applicazione del carico del solaio sulla parete al piano i-esimo;
- d_{Vi} sono le distanze orizzontali dalla cerniera B dei punti di applicazione di F_{Vi};
- y_{Gi} è l'altezza del baricentro della parete al piano i-esimo rispetto alla cerniera B;
- α è il moltiplicatore delle forze orizzontali,

si ricavano i momenti stabilizzante e ribaltante pari, rispettivamente, a:

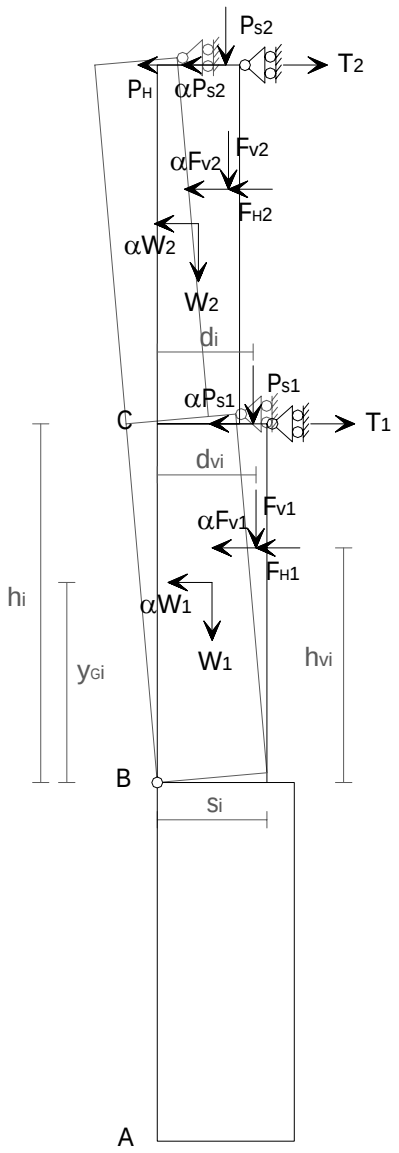


Fig. 11.2 – Schema di calcolo

$$M_S = \sum_{i=1}^{n} W_i \cdot \frac{s_i}{2} + \sum_{i=1}^{n} F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^{n} P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^{n} T_i \cdot h_i \tag{11.4}$$

$$M_R = \alpha \cdot \left[\sum_{i=1}^{n} W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^{n} F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^{n} P_{Si} \cdot h_i \right] + \sum_{i=1}^{n} F_{Hi} \cdot h_{Vi} + P_H \cdot h_i \tag{11.5}$$

Uguagliando i due termini si ricava il moltiplicatore di collasso $\alpha = \alpha_0$:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^{n} W_i \cdot \frac{s_i}{2} + \sum_{i=1}^{n} F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^{n} P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^{n} T_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^{n} F_{Hi} \cdot h_{Vi} - P_H \cdot h_i}{\sum_{i=1}^{n} W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^{n} F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^{n} P_{Si} \cdot h_i} \tag{11.6}$$

11.2 RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE A DOPPIA CORTINA

Negli edifici di antica costruzione sono spesso presenti pareti di muratura che non garantiscono un comportamento monolitico per l'assenza o la insufficienza di diatoni di collegamento tra i paramenti. Le cortine murarie possono arrivare ad avere comportamenti pressoché indipendenti come nel caso limite delle murature a sacco, con i due paramenti distanziati e lo spazio intermedio vuoto o riempito con materiale sciolto e detriti vari.

La presenza della doppia cortina rende la definizione di un modello attendibile piuttosto complessa.

Nel caso di paramenti accostati, si può utilizzare uno schema come quello di Fig. 11.3: due paramenti distinti, vincolati al suolo mediante cerniere e collegati tra loro e in sommità da una vincolo interno distribuito che schematizza l'interazione tra i due corpi. Questo vincolo può essere rappresentato con una distribuzione continua di carrelli monolateri, che permettono solo il trasferimento di forze di compressione da una parete all'altra, non essendo la muratura in grado di contrastare l'allontanamento tra i due paramenti. In fase sismica è perciò possibile che il paramento interno trasferisca parte della propria inerzia su quello esterno.

L'aumento di sollecitazioni flettenti che ne risulta, accompagnato da una forza verticale di compressione più bassa di quella che si ha nel paramento interno, è verosimilmente la causa del crollo del paramento esterno.

La modalità di collasso è assimilabile a quella descritta al paragrafo 13.2.1 (cinematismo di flessione verticale di parete a doppia cortina ad un piano).

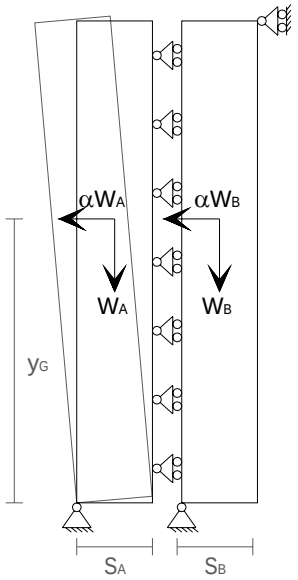


Fig. 11.3 - Schema con interazione

Nel meccanismo di ribaltamento, anche in presenza di due paramenti accostati, è poco opportuno ipotizzare trasferimenti di azioni orizzontali attraverso la superficie in comune: ciò sarebbe possibile rimuovendo l'ipotesi di blocco rigido e, d'altra parte, sarebbe piuttosto problematica la valutazione della deformabilità che consente il trasferimento di cui in precedenza. Pertanto, se si ipotizza l'interazione tra i due paramenti limitata alla sola sommità della parete, il moltiplicatore di collasso è calcolabile come illustrato nel paragrafo 11.2.1.

11.2.1 Cinematismo di ribaltamento semplice di parete a doppia cortina coinvolgente uno o più piani dell'edificio

Sono valide le condizioni generali espresse per il meccanismo di ribaltamento semplice esposte nei casi precedenti. Si procede alla valutazione delle condizioni di equilibrio dei due paramenti ipotizzando un collegamento rigido alla sommità della parete e la formazione di cerniere cilindriche alla base in corrispondenza dei punti A e B (Fig. 11.4) dove:

- W_A è il peso proprio della cortina esterna;
- W_B è il peso proprio della cortina interna;
- F_V è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete interna;
- F_H è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete interna;
- P_{SA} e P_{SB} sono le quote di carico verticale P_S trasmesso dal solaio alle cortine esterna e interna rispettivamente;
- N_A e N_B sono i generici carichi verticali agenti in sommità delle cortine esterna e interna rispettivamente, supposti centrati sui paramenti;
- P_H è la spinta statica trasmessa dalla copertura;
- T è il valore massimo dell'azione di un eventuale tirante presente in testa alla parete;
- s_A e s_B sono gli spessori della cortina esterna e interna rispettivamente;

- h è l'altezza della parete rispetto alla cerniera alla base;
- h_V è l'altezza del punto di applicazione della spinta di archi o volte rispetto alla cerniera B;
- d_A e d_B sono le distanze orizzontali dei punti di applicazione di P_{SA} e P_{SB} rispettivamente dalle cerniere A e B;
- d_V è la distanza orizzontale dalla cerniera B del punto di applicazione di F_V;
- y_G è l'altezza del baricentro della parete rispetto alla cerniera in A.

Il momento stabilizzante è dato da:

$$M_S = (W_A + N_A)\frac{s_A}{2} + P_{SA}\,d_A + (W_B + N_B)\frac{s_B}{2} + \\ + P_{SB}\,d_B + F_V\,d_V + T\,h \tag{11.7}$$

Il momento ribaltante risulta pari a:

$$M_R = \alpha[(W_A + W_B)\,y_G + F_V\,h_V + \\ + (P_{SA} + P_{SB} + N_A + N_B)\,h] + F_H\,h_V + P_H\,h \tag{11.8}$$

Uguagliando i due termini si ricava il moltiplicatore di collasso $\alpha = \alpha_0$:

$$\alpha = \frac{(W_A + N_A)\,s_A + (W_B + N_B)\,s_B}{2[(W_A + W_B)\,y_G + F_V h_V + (P_{SA} + P_{SB} + N_A + N_B)\,h]} + \\ + \frac{P_{SA}d_A + P_{SB}d_B + F_V d_V - F_H h_V + Th - P_H h}{(W_A + W_B)\,y_G + F_V h_V + (P_{SA} + P_{SB} + N_A + N_B)\,h} \tag{11.9}$$

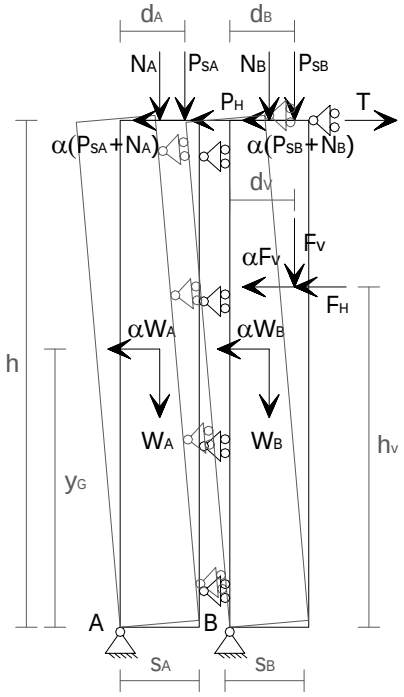


Fig. 11.4 – Schema di calcolo

Nel caso di cinematismo a più piani ribaltanti le espressioni precedenti possono essere generalizzate considerando gli n piani coinvolti dal meccanismo. Il loro utilizzo deve però essere accompagnato da una doverosa cautela a causa delle numerose incertezze introdotte dall'aumentata complessità del modello: posizione delle cerniere, interazione tra i paramenti alle diverse quote, connessione ai diversi piani, sono gli aspetti da valutare con maggior attenzione.

Se si considera il modello sufficientemente affidabile, il moltiplicatore di collasso viene calcolato con la relazione:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^{n}(W_{Ai}\,s'_{Ai} + W_{Bi}\,s'_{Bi}) + N_{An}\,s'_{An} + N_{Bn}s'_{Bn} + \sum_{i=1}^{n}(P_{SAi}d_{Ai} + P_{SBi}d_{Bi} + F_{Vi}d_{Vi} - F_{Hi}h_{Vi} + T_i h_i) - P_H h_n}{\sum_{i=1}^{n}[(W_{Ai} + W_{Bi})\,y_{Gi} + F_{Vi}h_{Vi} + (P_{SAi} + P_{SBi})\,h_i] + (N_{An} + N_{Bn})h_n} \tag{11.10}$$

dove i bracci delle forze sono calcolati rispetto alla corrispondente cerniera.

A conclusione di questa sezione dedicata ai meccanismi di ribaltamento semplice vengono proposti alcuni esempi esplicativi dei più significativi casi esaminati.

11.3 ESEMPI APPLICATIVI

11.3.1 Ribaltamento semplice di parete a due piani monolitica

Si prende in esame la parete di facciata (Fig. 11.5) di una cella interclusa in una schiera; si ipotizza l'assenza di collegamento tra la struttura muraria e gli orizzontamenti, e tra la facciata ed i muri di spina. Si considera a piano terra la presenza di una volta a botte gettata in gesso, gravante sulla parete di facciata. L'edificio ha una copertura a falde inclinate, realizzata a putrelle e tavelloni, non spingente. Risultano definiti la geometria del macroelemento ribaltante ed i carichi agenti sul corpo secondo quanto indicato nella tabella seguente. Lo schema di calcolo al quale fare riferimento è quello indicato in Fig. 11.2. Si analizzano le condizioni di ribaltamento dell'intera parete rispetto ad una cerniera cilindrica posta in corrispondenza della sezione di base (caso B) e della sola parete a primo piano individuata da una sezione di frattura in corrispondenza dell'orizzontamento intermedio (caso A).

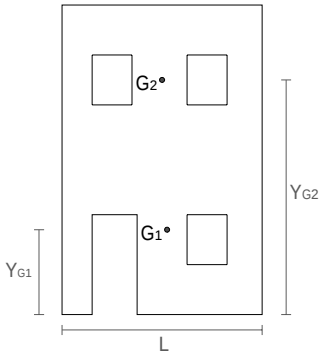


Fig. 11.5 – Parete ribaltante

ELEVAZIONE		**1**	**2**
Geometria	Spessore della parete s_i [m]	0,80	0,65
	Altezza della parete (interpiano) h_i [m]	3,20	3,00
	Superficie della parete (al netto delle aperture) [m^2]	10,20	10,40
	Area di influenza del solaio o archi-volte [m^2]	8,00	8,00
	Braccio orizzontale del carico del solaio d_i [m]	-	0,55
	Braccio orizzontale dell'azione di archi-volte d_{Vi} [m]	0,76	-
	Quota punto applicazione spinta archi-volte h_{Vi} [m]	2,20	-
	Quota del baricentro della parete y_{Gi} [m]	1,70	4,70
Azioni	Peso specifico della muratura γ_i [kN/m^3]	22,0	22,0
	Peso proprio della parete W_i [kN]	179,5	148,7
	Carico trasmesso dal solaio P_{Si} [kN]	-	22,0
	Componente verticale spinta archi-volte F_{Vi} [kN]	67,0	-
	Componente orizzontale spinta archi-volte F_{Hi} [kN]	38,6	-
	Spinta statica della copertura P_H [kN]	-	-
	Azione del tirante T_i [kN]	-	-

I risultati così ottenuti sono illustrati nella tabella seguente:

RIBALTAMENTO SEMPLICE (CASO)		**A**	**B**
Momento stabilizzante	Peso proprio delle pareti [kN·m]	48,3	120,1
	Carico dei solai [kN·m]	12,1	12,1
	Azioni di archi o volte [kN·m]	-	50,9
	Azioni dei tiranti [kN·m]	-	-
Momento ribaltante	Inerzia delle pareti [kN·m]	223,1	1004,0
	Inerzia dei solai [kN·m]	66,0	136,4
	Inerzia di archi o volte [kN·m]	-	147,4
	Spinta statica di archi o volte [kN·m]	-	84,9
	Spinta statica della copertura [kN·m]	-	-
MOLTIPLICATORE DI COLLASSO α_0		**0,209**	**0,076**

I dati relativi alla superficie delle pareti coinvolte nel cinematismo ed alla posizione del baricentro delle stesse sono stati valutati con l'ausilio di un programma CAD; per la valutazione delle azioni sulla parete sono stati assunti valori usuali dei carichi unitari di riferimento.

Il confronto tra i valori di α_0 calcolati mostra che il collasso per ribaltamento semplice della facciata esaminata si verifica con maggiore probabilità per ribaltamento della stessa attorno alla sezione di base, risultando il relativo moltiplicatore di collasso sensibilmente più basso dell'altro.

11.3.2 Ribaltamento semplice di parete a due piani a doppia cortina

Si considera ancora la parete di facciata dell'edificio illustrato nell'esempio precedente (Fig. 11.5). Si ipotizza tuttavia che in questo caso la parete sia del tipo a doppia cortina.

L'edificio presenta una copertura lignea a falde inclinate non spingente ed un solaio a voltine tra il piano terra ed il primo piano tessuto in direzione perpendicolare alla parete di facciata. Gli orizzontamenti gravano sul solo paramento interno.

Risultano definiti la geometria del macroelemento ribaltante ed i carichi agenti sul corpo:

ELEVAZIONE		**1**	**2**
Geometria	Spessore della cortina esterna s_{Ai} [m]	0,40	0,40
	Spessore della cortina interna s_{Bi} [m]	0,40	0,25
	Altezza della parete (interpiano) h_i [m]	3,20	3,00
	Braccio orizzontale carico verticale su cortina esterna d_{Ai} [m]	-	-
	Braccio orizzontale carico verticale su cortina interna d_{Bi} [m]	0,32	0,17
	Braccio orizzontale dell'azione di archi-volte d_{Vi} [m]	-	-
	Quota punto di applicazione spinta archi-volte h_{Vi} [m]	-	-
	Quota del baricentro della parete y_{Gi} [m]	1,70	4,70
Azioni	Peso proprio della cortina esterna W_{Ai} [kN]	89,8	91,5
	Peso proprio della cortina interna W_{Bi} [kN]	89,8	57,2
	Carico verticale sulla cortina esterna N_A [kN]	-	3,8
	Carico verticale sulla cortina interna N_B [kN]	-	-
	Peso del solaio agente sulla cortina esterna P_{SAi} [kN]	-	-
	Peso del solaio agente sulla cortina interna P_{SBi} [kN]	19,2	12,8
	Componente verticale spinta archi-volte F_{Vi} [kN]	-	-
	Componente orizzontale spinta archi-volte F_{Hi} [kN]	-	-
	Spinta statica della copertura P_H [kN]	-	-
	Azione del tirante T_i [kN]	-	-

Lo schema di calcolo al quale fare riferimento è quello indicato in Fig. 11.4. Anche in questo caso si analizzano le condizioni di ribaltamento dell'intera parete rispetto ad una cerniera cilindrica posta in corrispondenza della sezione di base (caso B) e del solo pannello di facciata a primo piano attorno ad una cerniera cilindrica orizzontale in corrispondenza del primo solaio (caso A).

RIBALTAMENTO SEMPLICE DOPPIA CORTINA (CASO)		**A**	**B**
Momento stabilizzante	Peso proprio della cortina esterna [kN·m]	18,3	36,3
	Peso proprio della cortina interna [kN·m]	7,2	25,1
	Carico verticale sulla cortina esterna [kN·m]	0,8	0,8
	Carico verticale sulla cortina interna [kN·m]	-	-
	Carico del solaio sulla cortina esterna [kN·m]	-	-
	Carico del solaio sulla cortina interna [kN·m]	2,2	8,3
	Azioni di archi o volte [kN·m]	-	-
	Azioni dei tiranti [kN·m]	-	-

RIBALTAMENTO SEMPLICE DOPPIA CORTINA (CASO)		A	B
Momento ribaltante	Inerzia della cortina esterna [kN·m]	137,3	582,9
	Inerzia della cortina interna [kN·m]	85,8	421,7
	Inerzia del carico verticale sulla cortina esterna [kN·m]	11,4	23,6
	Inerzia del carico verticale sulla cortina esterna [kN·m]	-	-
	Inerzia del solaio sulla cortina esterna [kN·m]	-	-
	Inerzia del solaio sulla cortina interna [kN·m]	38,4	140,8
	Inerzia di archi o volte [kN·m]	-	-
	Spinta statica di archi o volte [kN·m]	-	-
	Spinta statica della copertura [kN·m]	-	-
MOLTIPLICATORE DI COLLASSO α_0		**0,104**	**0,060**

Nelle precedenti tabelle sono illustrati i risultati così ottenuti.

Il confronto tra i valori di α_0 valutati nel caso di parete monolitica ed a doppia cortina permette di osservare in ogni condizione la sensibile riduzione del moltiplicatore di collasso nel passaggio dall'una all'altra tipologia costruttiva, nonostante l'assenza nel caso in questione della spinta statica della volta gravante sulla facciata dell'esempio precedente. Per questo motivo è possibile desumere che il collasso della facciata, secondo le condizioni ipotizzate, si verifica con maggiore probabilità nel caso in cui la struttura muraria è realizzata con doppio paramento; in tali circostanze la costruzione risulta quindi più vulnerabile. Inoltre anche in questo caso il ribaltamento dell'intera parete di facciata attorno alla sezione di base è favorito rispetto al ribaltamento della sola parte alta del muro.

12 MECCANISMI DI RIBALTAMENTO COMPOSTO

In questo capitolo sono analizzati i meccanismi di ribaltamento composto di pareti efficacemente collegate alle murature ortogonali e libere in sommità. Vengono anche proposti esempi di applicazione a casi reali. Il problema viene formulato distinguendo diverse configurazioni del cuneo di distacco e considerando in ogni caso la possibilità che il meccanismo di ribaltamento coinvolga uno o più piani dell'edificio, in relazione alle condizioni di vincolo rilevate ai vari livelli.

12.1 RIBALTAMENTO COMPOSTO DI CUNEO DIAGONALE

I meccanismi di ribaltamento composto si manifestano attraverso la rotazione rigida delle pareti soggette ad azione sismica attorno a cerniere cilindriche orizzontali ed il trascinamento di porzioni di muratura appartenenti alle pareti di controvento. L'attivazione di cinematismi di questo tipo richiede la presenza di un buon ammorsamento delle pareti ortogonali coinvolte, garantito da cantonali correttamente eseguiti, con assenza di connessioni efficaci in testa al macroelemento ribaltante, come per il caso di ribaltamento semplice. Il meccanismo è favorito poi, oltre che dalla presenza di coperture spingenti, anche dalla scadente fattura delle pareti di controvento.

La qualità della muratura costituente le pareti ortogonali alla facciata condiziona la definizione delle dimensioni del cuneo di distacco e quindi anche l'entità del coefficiente sismico α associato al cinematismo; α aumenta all'aumentare della porzione di muratura coinvolta nel ribaltamento.

Come per gli altri meccanismi esaminati occorre quindi innanzitutto definire una attendibile geometria dei macroelementi interessati dal cinematismo e lo schema di calcolo al quale fare riferimento. Anche in questo caso, la presenza di un quadro fessurativo prodotto da precedenti terremoti e caratterizzato da lesioni diagonali nella parete facilita l'individuazione dei macroelementi, ed è necessario solo il rilievo della loro geometria.

Quando invece l'edificio da esaminare è ancora integro è necessario verificare la possibilità dell'attivazione di un meccanismo di ribaltamento composto di una parte di esso sulla base delle condizioni di vincolo; solo successivamente si può definire la geometria dei corpi coinvolti tenendo conto delle caratteristiche dell'edificio. In particolare, la definizione del cuneo di distacco è fortemente influenzata, oltre che dalla qualità della muratura costituente la parete di controvento, anche dalla presenza di aperture in prossimità del nodo in cui confluiscono le murature ortogonali.

Quanto peggiore è la qualità muraria tanto minore risulta, generalmente, l'angolo formato dalla diagonale del cuneo trascinato nel ribaltamento con la verticale: al limite, la porzione di parete di controvento trascinata nel cinematismo si annulla ed il ribaltamento interessa la sola parete di facciata (capitolo 11). Eventuali aperture in prossimità dei muri ortogonali, con connessione a martello o ad angolo, sono elementi di debolezza che vengono coinvolti nella lesione di distacco. Come nel caso di ribaltamento semplice bisogna poi considerare la possibilità che nel meccanismo siano compromessi diversi livelli di un edificio, in relazione all'assenza di efficaci vincoli di connessione tra la parete investita dal sisma ed i diversi solai intermedi.

È tuttavia opportuno, in caso di incertezza, considerare diverse configurazioni possibili dei corpi coinvolti nel meccanismo e valutare, al variare della geometria dei macroelementi, il valore minimo del coefficiente α associato al cinematismo che determina il collasso.

Questo modo di procedere è particolarmente utile nei casi di strutture murarie integre con cantonali correttamente eseguiti (Fig. 12.1) poiché i meccanismi di collasso fuori dal piano possono svilupparsi con il coinvolgimento di porzioni di muratura di diversa ampiezza e configurazione. Inoltre possono manifestarsi con rotazioni attorno a cerniere orizzontali o verticali; nel caso di pareti vincolate su tre lati occorre infatti considerare anche l'attivazione dei meccanismi di flessione orizzontale (capitolo 14) per i quali deve essere verificata l'efficacia dei vincoli che impediscono il ribaltamento dell'intera parete.

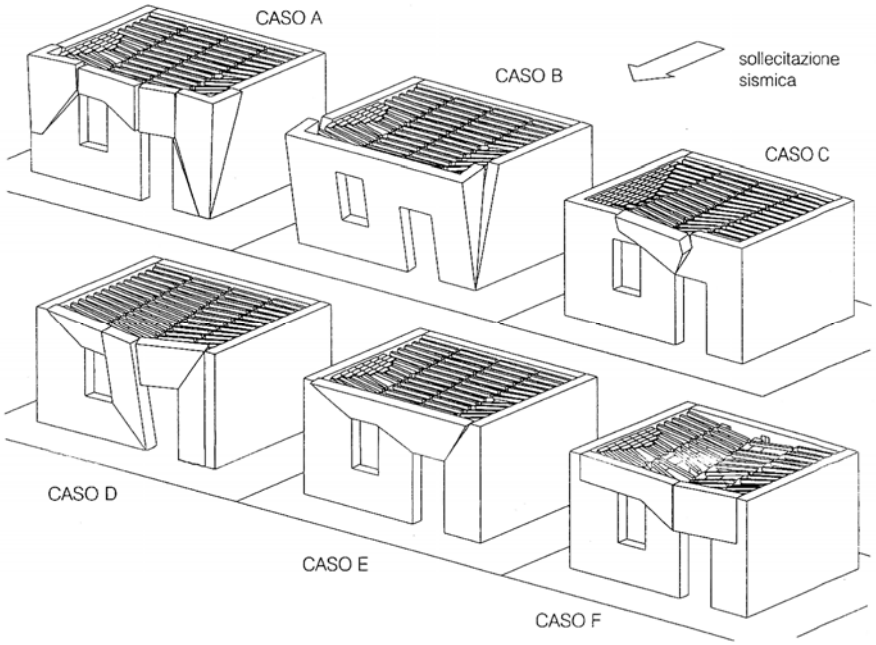


Fig. 12.1 – Esempi di meccanismi di danno fuori dal piano in presenza di murature efficacemente collegate tra loro (Gurrieri, 1999).

12.1.1 Cinematismo di ribaltamento composto di cuneo diagonale ad un piano

In questo caso l'assenza di un efficace vincolo in testa all'elemento ribaltante riguarda soltanto l'ultimo livello dell'edificio; il ribaltamento dell'intera parete o di porzioni di essa può essere agevolato da una copertura spingente.

Definita la geometria del macroelemento coinvolto nel ribaltamento e fissate le condizioni di vincolo, possono essere valutate tutte le grandezze che definiscono il modello. I carichi agenti sul sistema sono i pesi propri e quelli trasmessi al macroelemento dalle strutture e sovrastrutture su esso agenti, oltre che le azioni orizzontali dovute al sisma oppure a spinte statiche. L'analisi viene qui condotta con la scrittura diretta dell'equazione di equilibrio.

Con riferimento allo schema di Fig. 12.2 dove:

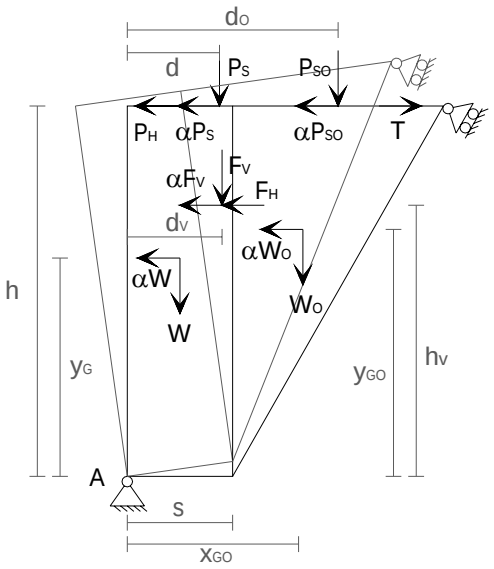


Fig. 12.2 – Schema di calcolo

- W è il peso proprio della parete di facciata;
- W_O è il peso proprio del cuneo di distacco (comprensivo di eventuali carichi trasmessi da archi o volte su di esso agenti);
- F_V è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete;
- F_H è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete;
- P_S è il peso del solaio o della copertura sulla parete calcolato in base all'area di influenza;
- P_{SO} è il peso del solaio agente sul cuneo calcolato in base all'area di influenza;
- P_H è la spinta statica trasmessa dalla copertura;
- T è l'azione del tirante eventualmente presente in testa alla parete;
- s è lo spessore della parete di facciata;

- h è l'altezza della parete di facciata rispetto alla cerniera in A o comunque la quota del punto di applicazione dell'azione trasmessa dai solai o dai tiranti rispetto alla cerniera A;
- h_V è la quota del punto di applicazione della spinta di archi o volte rispetto alla cerniera A;
- d è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico del solaio sulla parete di facciata rispetto alla cerniera in A;
- d_V è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico di archi o volte sulla parete di facciata rispetto alla cerniera in A;
- d_O è il braccio orizzontale del punto di applicazione del carico trasmesso dal solaio sul cuneo di distacco rispetto alla cerniera in A;
- x_{GO} è la distanza orizzontale del baricentro del cuneo di distacco rispetto alla cerniera in A;
- y_G è la quota del baricentro della parete di facciata rispetto alla cerniera in A;
- y_{GO} è la quota del baricentro del cuneo rispetto alla cerniera in A;

il momento stabilizzante, rispetto alla cerniera in A, delle forze agenti sul sistema vale:

$$M_{S(A)} = W \frac{s}{2} + F_V\, d_V + W_O\, x_{GO} + P_S\, d + P_{SO}\, d_O + T\, h \tag{12.1}$$

Il momento ribaltante risulta pari a:

$$M_{R(A)} = \alpha \left[W\, y_G + W_O\, y_{GO} + F_V\, h_V + P_S\, h + P_{SO}\, h \right] + F_H\, h_V + P_H\, h \tag{12.2}$$

Uguagliando i due termini precedenti si ricava il moltiplicatore di collasso $\alpha = \alpha_0$:

$$\alpha = \frac{W \frac{s}{2} + F_V\, d_V + W_O\, x_{GO} + P_S\, d + P_{SO}\, d_O + T\, h - F_H\, h_V - P_H\, h}{W\, y_G + W_O\, y_{GO} + F_V\, h_V + P_S\, h + P_{SO}\, h} \tag{12.3}$$

Si segnala che nei casi di edifici di testata, d'angolo oppure isolati, che presentano due o più fronti scoperti, e per i quali è possibile prevedere che il ribaltamento coinvolga porzioni estese di muratura appartenente a due facciate ortogonali, si deve prendere in considerazione la possibilità di ribaltamento della struttura muraria nelle due direzioni. Questo può essere evitato quando le dimensioni delle porzioni di facciata appartenenti ai due fronti non sono confrontabili e l'edificio presenta una evidente maggiore vulnerabilità per ribaltamento composto della facciata più estesa, nella direzione del sisma ad essa ortogonale.

Anche in questo caso la valutazione della posizione del baricentro della parete di facciata e del cuneo di distacco, rispetto alla cerniera cilindrica attorno alla quale si attiva il cinematismo, permette di considerare nel calcolo geometrie dei macroelementi irregolari ed articolate; si può così definire una più realistica distribuzione dei carichi orizzontali applicati alla parete. Si sottolinea infine che tale procedura permette altresì di prendere in considerazione l'arretramento della cerniera cilindrica attorno alla quale si ha il ribaltamento, per tenere conto della eventuale ridotta resistenza a compressione della muratura: è sufficiente misurare i bracci orizzontali delle forze verticali a partire da un punto A' interno allo spessore del muro.

12.1.2 Cinematismo di ribaltamento composto di cuneo diagonale coinvolgente più piani

È il caso in cui l'edificio, in corrispondenza dei solai, è privo di dispositivi in grado di contrastare efficacemente il ribaltamento della parete su diversi livelli. In tal caso bisogna considerare la possibilità che la parete, sottoposta anche alla spinta sismica esercitata dai solai, subisca il ribaltamento attorno a diverse posizioni della cerniera cilindrica, coinvolgendo più piani dell'edificio.

Valgono le stesse osservazioni fatte per il ribaltamento composto di un cuneo diagonale ad un piano.

Si determinano le condizioni di equilibrio ipotizzando la formazione di una cerniera cilindrica posta genericamente in B (Fig. 12.3). Il significato dei simboli di Fig. 12.3 è analogo al caso precedente con le diverse grandezze riferite al generico piano *i*-esimo coinvolto nel cinematismo. In particolare:

- n è il numero di piani interessati dal cinematismo;
- W_{Oi} è il peso proprio della porzione del cuneo di distacco appartenente al piano *i*-esimo;
- P_{SOi} è il peso del solaio agente sulla porzione di cuneo al piano *i*-esimo, calcolato in base all'area di influenza;
- d_{Oi} è il braccio orizzontale del punto di applicazione del carico trasmesso dal solaio alla porzione di cuneo di distacco al piano *i*-esimo rispetto alla cerniera posta in B;
- x_{GOi} è la distanza orizzontale tra baricentro della porzione del cuneo di distacco al piano *i*-esimo e cerniera B;
- y_{GOi} è la quota del baricentro della porzione del cuneo di distacco al piano *i*-esimo rispetto alla cerniera B.

Il momento stabilizzante vale:

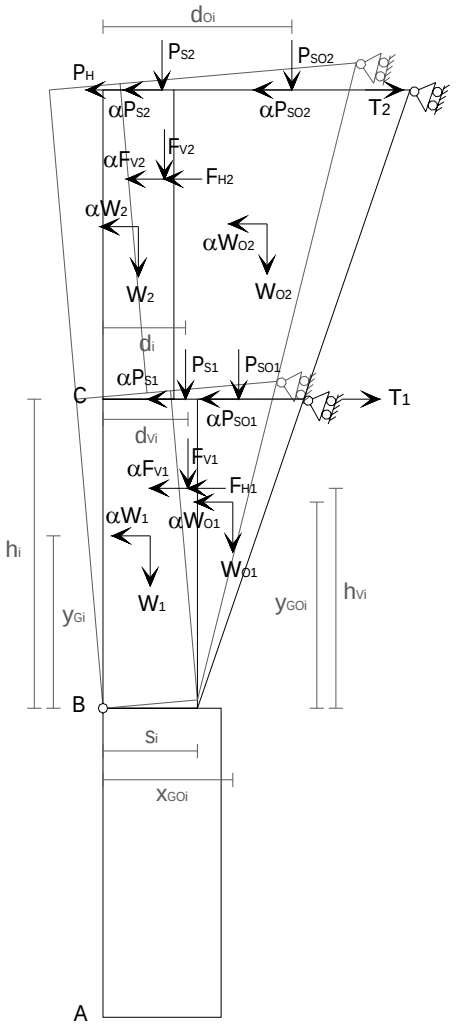


Fig. 12.3 – Schema di calcolo

(12.4) $$M_S = \sum_i W_i \frac{s_i}{2} + \sum_i F_{Vi}\, d_{Vi} + \sum_i W_{Oi}\, x_{GOi} + \sum_i P_{Si}\, d_i + \sum_i P_{SOi}\, d_{Oi} + \sum_i T_i\, h_i$$

Il momento ribaltante risulta pari a:

(12.5) $$M_R = \alpha \left[\sum_i W_i\, y_{Gi} + \sum_i W_{Oi}\, y_{GOi} + \sum_i F_{Vi}\, h_{Vi} + \sum_i P_{Si}\, h_i + \sum_i P_{SOi}\, h_i \right] + \sum_i F_{Hi}\, h_{Vi} + P_H\, h$$

Dall'uguaglianza tra i due risulta:

(12.6) $$\alpha = \frac{\sum_i W_i \frac{s_i}{2} + \sum_i F_{Vi} d_{Vi} + \sum_i W_{Oi} x_{GOi} + \sum_i P_{Si} d_i + \sum_i P_{SOi} d_{Oi} + \sum_i T_i h_i - \sum_i F_{Hi} h_{Vi} - P_H h_i}{\sum_i W_i y_{Gi} + \sum_i W_{Oi} y_{GOi} + \sum_i F_{Vi} h_{Vi} + \sum_i P_{Si} h_i + \sum_i P_{SOi} h_i}$$

12.2 RIBALTAMENTO COMPOSTO DI CUNEO A DOPPIA DIAGONALE

Rispetto al caso precedente questo tipo di meccanismo si manifesta con il ribaltamento della parete di facciata accompagnato dal distacco e trascinamento di un elemento a doppia diagonale appartenente alla parete di controvento (Fig. 12.4).

La forma del macroelemento così definita è dovuta generalmente alla presenza di solai rigidi, solitamente realizzati in laterocemento o comunque dotati di una soletta armata, o cordoli in c.a. non efficacemente ancorati alla muratura sottostante. Questi, pur non rappresentando un vincolo al ribaltamento della parete di facciata, in presenza di cantonali correttamente eseguiti impediscono l'innalzamento della porzione superiore di muratura della parete di spina.

Le condizioni che fanno presumere l'attivazione di un cinematismo di ribaltamento composto di cuneo a doppia diagonale sono quindi rappresentate da: efficaci connessioni tra le murature ortogonali, assenza di vincoli che impediscono il ribaltamento della parete investita dal sisma e presenza di vincoli di carattere geometrico che limitano gli spostamenti verticali, conseguenti alla rotazione attorno alla cerniera cilindrica orizzontale, della parete di controvento.

In effetti questo tipo di cinematismo si manifesta più generalmente in quegli edifici che hanno subito interventi di consolidamento e può essere accompagnato, in relazione alle condizioni di carico, da valori del coefficiente sismico α superiori, sia rispetto a quelli che si ottengono per i meccanismi di ribaltamento semplice, che per il ribaltamento composto di cuneo diagonale.

Si osserva poi che nel caso di orizzontamenti molto rigidi e dotati di cordolatura in c.a., nella parte sommitale delle murature poste ortogonalmente alla direzione del sisma l'azione dinamica può indurre una rotazione rigida dell'orizzontamento, che tende a sollevarsi dalla parete determinando un effetto di decompressione delle murature sottostanti, le quali, restando prive dell'azione di contenimento esercitata dai carichi sovrastanti, collassano sotto l'azione dell'accelerazione orizzontale.

Un altro problema legato alla realizzazione di solai molto rigidi e pesanti negli edifici in muratura è dovuto poi al martellamento verticale indotto dalla ricaduta dell'orizzontamento sulla parete: questo provoca la disgregazione della parte sommitale senza attivare un vero e proprio cinematismo.

Risulta perciò sempre opportuno considerare con attenzione le condizioni presenti negli edifici da esaminare per definire un adeguato modello di calcolo.

12.2.1 Cinematismo di ribaltamento composto di cuneo a doppia diagonale ad un piano

È questo il caso in cui le condizioni di vincolo che consentono l'attivazione del meccanismo di ribaltamento di cuneo a doppia diagonale riguardano la struttura muraria compresa tra due orizzontamenti di un edificio.

Restano valide le considerazioni, già illustrate per il caso di ribaltamento composto di cuneo diagonale, riguardanti le condizioni che permettono di individuare la geometria dei corpi coinvolti nel cinematismo. Lo schema di calcolo al quale fare riferimento è quello di Fig. 12.4 dove:

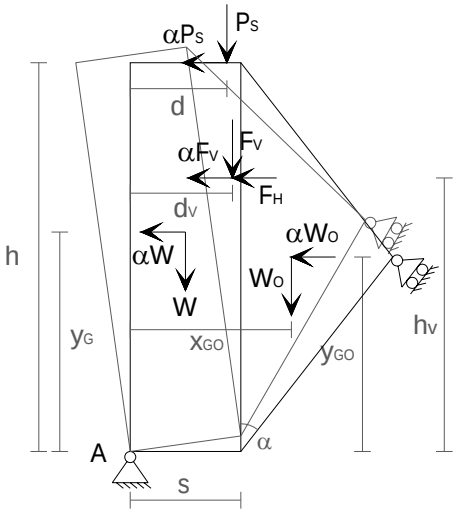


Fig. 12.4 – Schema di calcolo

- W è il peso proprio della parete di facciata;
- W_O è il peso proprio del cuneo di distacco (comprensivo di eventuali carichi trasmessi da archi o volte su di esso agenti);
- F_V è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete;
- F_H è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete;
- P_S è il peso del solaio o della copertura sulla parete calcolato in base all'area di influenza;
- s è lo spessore della parete di facciata;
- h è l'altezza della parete di facciata rispetto alla cerniera in A;
- h_V è la quota del punto di applicazione della spinta di archi o volte rispetto alla cerniera A;
- d è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico del solaio sulla parete di facciata rispetto alla cerniera in A;

- d_V è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico di archi o volte sulla parete di facciata rispetto alla cerniera in A;
- x_{GO} è la distanza orizzontale del baricentro del cuneo rispetto alla cerniera in A;
- y_G è la quota del baricentro della parete di facciata rispetto alla cerniera in A;
- y_{GO} è la quota del baricentro del cuneo rispetto alla cerniera in A.

Il momento stabilizzante, valutato rispetto al polo A, vale:

$$M_{S(A)} = W \frac{s}{2} + F_V \, d_V + W_O \, x_{GO} + P_S \, d \tag{12.7}$$

Il momento ribaltante risulta pari a:

$$M_{R(A)} = \alpha \left[W \, y_G + W_O \, y_{GO} + F_V \, h_V + P_S \, h \right] + F_H \, h_V \tag{12.8}$$

L'equilibrio è valutato, con riferimento alla Fig. 12.4, rispetto alla cerniera in A. Eguagliando i due momenti si ricava il moltiplicatore di collasso $\alpha = \alpha_0$:

$$\alpha = \frac{W \frac{s}{2} + F_V \, d_V + W_O \, x_{GO} + P_S \, d - F_H \, h_V}{W \, y_G + W_O \, y_{GO} + F_V \, h_V + P_S \, h} \tag{12.9}$$

12.2.2 Cinematismo di ribaltamento composto di cuneo a doppia diagonale coinvolgente più piani dell'edificio

In questo caso le condizioni di vincolo che consentono l'attivazione del meccanismo di ribaltamento di cuneo a doppia diagonale riguardano più livelli di un edificio. Si tratta generalmente di quei casi in cui la struttura muraria è caratterizzata da cantonali ben realizzati e dalla presenza di una copertura rigida mal collegata alle murature o, comunque, dalla presenza di efficace collegamento tra le murature e gli orizzontamenti soltanto ad alcuni livelli dell'edificio.

In questi casi bisogna considerare la possibilità che il cinematismo in questione possa interessare l'intera facciata dell'edificio oppure più di un piano dello stesso, variando la posizione della cerniera cilindrica orizzontale e valutando la variabilità del coefficiente di collasso α associato. Valgono le stesse osservazioni fatte per i casi precedenti; si determinano le condizioni di equilibrio in corrispondenza della formazione di una cerniera cilindrica posta genericamente in B (Fig. 12.5) dove, con significato analogo al caso precedente, le diverse grandezze sono riferite al generico piano *i*-esimo coinvolto nel cinematismo. In particolare:

- n è il numero di piani interessati dal cinematismo;
- W_{Oi} è il peso proprio della porzione del cuneo di distacco appartenente al piano *i*-esimo;
- P_{SOi} è il peso del solaio agente sulla porzione di cuneo al piano *i*-esimo, calcolato in base all'area di influenza;
- d_{Oi} è il braccio orizzontale del punto di applicazione del carico trasmesso dal solaio sul cuneo di distacco al piano *i*-esimo rispetto alla cerniera posta in B;
- x_{GOi} è la distanza orizzontale del baricentro della porzione del cuneo di distacco al piano *i*-esimo rispetto alla cerniera posta in B;
- y_{GOi} è la quota del baricentro della porzione del cuneo di distacco al piano *i*-esimo rispetto alla cerniera posta in B.

Il momento stabilizzante, valutato rispetto al polo B, è dato da:

$$M_S = \sum_i W_i \frac{s_i}{2} + \sum_i F_{Vi} d_{Vi} + \sum_i W_{Oi} x_{GOi} + \sum_i P_{Si} d_i + \sum_i P_{SOi} d_{Oi} + \sum_i T_i h_i \tag{12.10}$$

Il momento ribaltante si valuta come:

$$M_R = \alpha \cdot \left[\sum_i W_i y_{Gi} + \sum_i W_{Oi} y_{GOi} + \sum_i F_{Vi} h_{Vi} + \sum_i P_{Si} h_i + \sum_i P_{SOi} h_i \right] + \sum_i F_{Hi} h_{Vi} \tag{12.11}$$

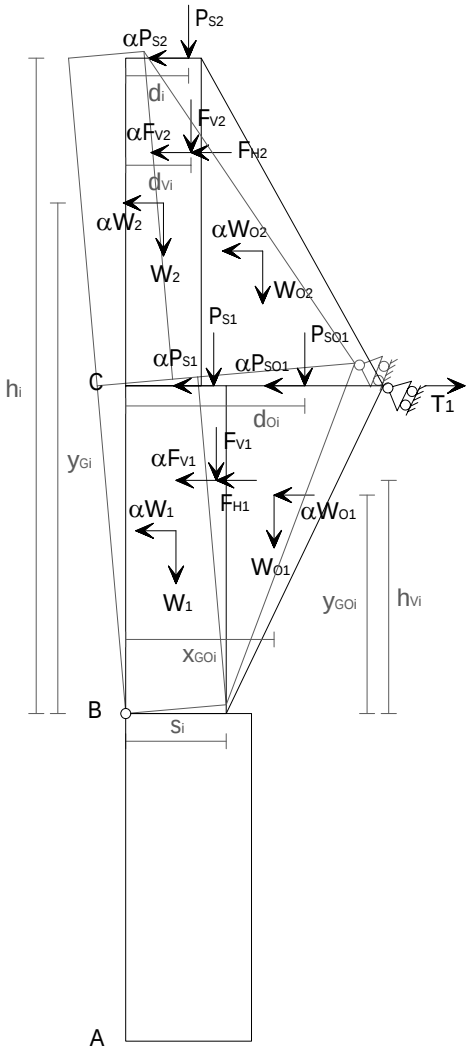


Fig. 12.5 – Schema di calcolo

Uguagliando i due termini si ricava il moltiplicatore di collasso $\alpha = \alpha_0$:

$$\alpha = \frac{\sum_i W_i \frac{s_i}{2} + \sum_i F_{Vi} d_{Vi} + \sum_i W_{Oi} x_{GOi} + \sum_i P_{Si} d_i + \sum_i P_{SOi} d_{Oi} + \sum_i T_i h_i - \sum_i F_{Hi} \cdot h_{Vi}}{\sum_i W_i y_{Gi} + \sum_i W_{Oi} y_{GOi} + \sum_i F_{Vi} h_{Vi} + \sum_i P_{Si} h_i + \sum_i P_{SOi} h_i} \tag{12.12}$$

12.3 MECCANISMO DI RIBALTAMENTO DEL CANTONALE

Tra i meccanismi di ribaltamento composto viene qui considerato anche quello che prevede il ribaltamento della parte alta del cantonale degli edifici, generalmente determinato dalla spinta dei puntoni dei tetti a padiglione. Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione di un cuneo di distacco, delimitato da superfici di frattura nelle pareti concorrenti nell'angolo libero, attorno ad una cerniera posta alla base del cuneo (Fig. 12.6). La configurazione del macroelemento così determinatosi è variabile in relazione alla qualità del materiale costituente le murature confluenti nel nodo, che condiziona l'inclinazione delle superfici di frattura, e alla presenza di aperture in prossimità del cantonale, che ne determina generalmente il coinvolgimento. Il fenomeno, che può quindi interessare diverse geometrie dei macroelementi coinvolti, in assenza di collegamenti efficaci alla quota dei solai può anche estendersi ai piani sottostanti l'ultimo livello dell'edificio.

Il meccanismo di ribaltamento del cantonale è quindi determinato dall'assenza di trattenimento in testa alle pareti ortogonali ed è agevolato dalla presenza di coperture spingenti, specie di puntoni che poggiano sull'angolata, oltre che da strutture murarie di cattiva fattura.

Anche in questo caso se la struttura da analizzare ha già subito gli effetti di un sisma, o mostra comunque un quadro di dissesti rilevati, la definizione dello schema di calcolo a cui fare riferimento per la valutazione del coefficiente sismico α risulta agevolata. Quando invece l'edificio da esaminare è integro, si valuta la possibilità di attivazione del meccanismo controllando l'assenza di collegamenti adeguati della struttura muraria alla copertura, o comunque di presidi che ne impediscono il ribaltamento, o la presenza di spinte concentrate in testa ai cantonali, in particolare nei tetti a padiglione. E' anche opportuno ipotizzare, sulla base delle caratteristiche meccaniche e geometriche rilevate, la possibilità di formazione di più cunei, per valutare il minimo valore del moltiplicatore di collasso α calcolato come è illustrato qui di seguito.

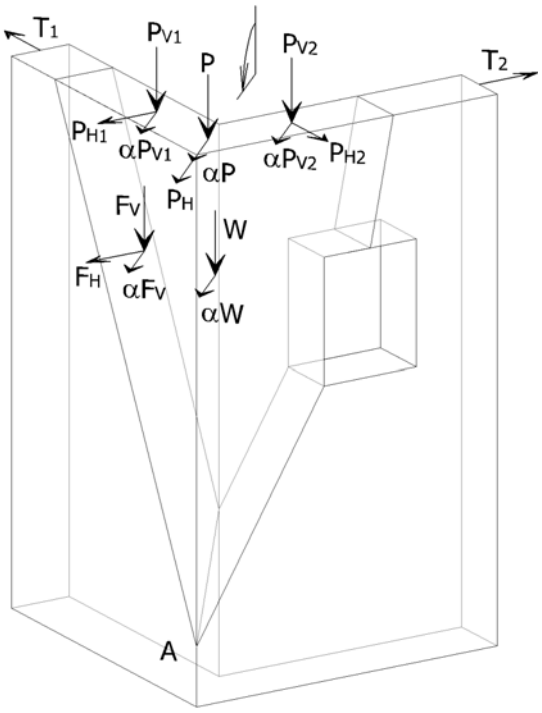


Fig. 12.6 – Ribaltamento del cantonale

Si suppone che il ribaltamento avvenga intorno ad un asse passante per A e perpendicolare ad un piano che contiene lo spigolo e forma 45° con le pareti dove si attiva il meccanismo. L'angolo di 45° può essere considerato una buona approssimazione, valida in media, della direzione di spinta di un eventuale puntone in un tetto a padiglione.

L'ipotesi rende più semplice la scrittura dell'equazione di equilibrio; in ogni caso è possibile utilizzare formulazioni alternative se la semplificazione di cui sopra dovesse essere troppo distante dalle condizioni osservate della struttura reale.

Nello schema di Fig. 12.7 il macroelemento di Fig. 12.6 è proiettato nel piano di ribaltamento; valgono le seguenti notazioni:

- W è il peso proprio del cuneo di distacco;
- P è il carico verticale trasmesso dal puntone del tetto sul cantonale;
- P_H è la spinta statica trasmessa dal puntone sul cantonale nella direzione del ribaltamento;
- F_V è la componente verticale della spinta di archi o volte esercitata su una delle due pareti ortogonali convergenti nello spigolo;
- F'_H rappresenta la proiezione nella direzione del ribaltamento della componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete, valutata come: $F'_H = (\sqrt{2}/2)F_H$;
- P_{Vi} è il carico verticale trasmesso in testa alla parete *i*-esima convergente nell'angolata;

- P'_{Hi} rappresenta la proiezione nella direzione del ribaltamento della spinta statica trasmessa dalla copertura in testa alla parete *i*-esima, pari a: $P'_{Hi} = (\sqrt{2}/2)P_{Hi}$;
- T'_i è la proiezione nella direzione del ribaltamento dell'azione trasferita dall' *i*-esimo tirante in testa al macroelemento, valutata come: $T'_i = (\sqrt{2}/2)T_i$;
- h è l'altezza del cuneo di distacco rispetto alla cerniera in A;
- h_V è la quota del punto di applicazione della spinta di archi o volte rispetto alla cerniera A;
- y_G è la quota del baricentro del cuneo di distacco rispetto alla cerniera in A;
- d_P è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal puntone del tetto in testa al cuneo di distacco rispetto alla cerniera in A;

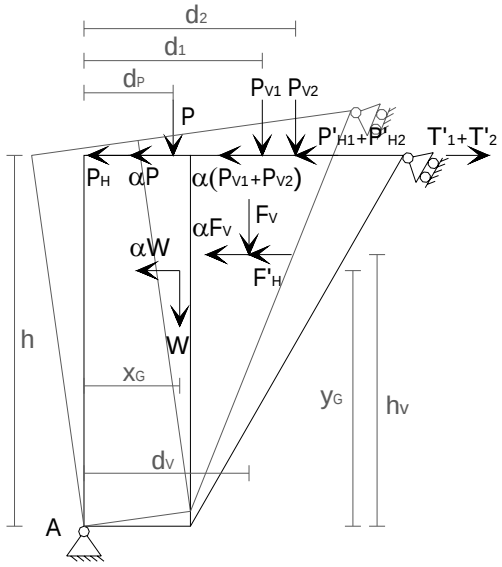


Fig. 12.7– Schema di calcolo

- d_V rappresenta la distanza orizzontale, misurata nella direzione del ribaltamento, del punto di applicazione dell'azione trasferita da archi o volte su una delle due pareti convergenti nello spigolo rispetto alla cerniera in A;
- d_i è la distanza orizzontale, misurata nella direzione del ribaltamento, del punto di applicazione dell'azione verticale trasmessa in testa all'i-esima parete convergente nello spigolo rispetto alla cerniera in A;
- x_G è la distanza orizzontale, misurata nella direzione del ribaltamento, del baricentro del cuneo di distacco rispetto alla cerniera in A.

Il braccio orizzontale d_x del generico carico verticale rispetto alla cerniera in A può essere valutato con la relazione (vedi anche lo schema riportato nella scheda 2.3 in appendice):

$$d_x = D + \sqrt{2}/2(d - a) \tag{12.13}$$

in cui:

- D è la misura della diagonale del cantonale, pari a: $D = \sqrt{2}\,s$;
- s è lo spessore delle pareti ortogonali convergenti nell'angolata (considerato uguale);
- d è la distanza orizzontale del punto di applicazione del generico carico dall'intersezione muraria, misurata nella direzione della parete interessata dal carico e valutata, con segno (positivo in verso uscente dal cantonale), a partire dallo spigolo interno del muro;
- a rappresenta l'arretramento del punto di applicazione del generico carico rispetto allo spessore murario, misurato a partire dalla superficie interna della parete.

Il momento stabilizzante delle forze agenti sul sistema vale:

$$M_{S(A)} = W\,x_G + F_V\,d_V + P\,d_P + P_{V1}\,d_1 + P_{V2}\,d_2 + \left(T'_1 + T'_2\right)h \tag{12.14}$$

Il momento ribaltante è dato da:

$$M_{R(A)} = \alpha\left[W\,y_G + F_V\,h_V + \left(P + P_{V1} + P_{V2}\right)h\right] + F'_H\,h_V + \left(P_H + P'_{H1} + P'_{H2}\right)h \tag{12.15}$$

Uguagliando i due termini si ricava il moltiplicatore di collasso $\alpha = \alpha_0$ espresso da:

$$\alpha = \frac{Wx_G + F_V d_V + Pd_P + P_{V1}d_1 + P_{V2}d_2 + \left(T'_1 + T'_2\right)h - F'_H\,h_V - \left(P_H + P'_{H1} + P'_{H2}\right)h}{Wy_G + F_V h_V + \left(P + P_{V1} + P_{V2}\right)h} \tag{12.16}$$

12.4 ESEMPI APPLICATIVI

12.4.1 Ribaltamento composto di parete con trascinamento di un cuneo diagonale

Si prende in esame la parete di facciata di un edificio d'angolo appartenente a una schiera (Fig. 12.8), caratterizzato da un cantonale correttamente eseguito e dall'assenza di collegamento efficace tra la struttura muraria e gli orizzontamenti. Si ipotizza la presenza di una volta a botte gettata in gesso a piano terra gravante sulla parete di facciata. L'edificio presenta una copertura lignea a uno spiovente con orditura semplice di travi di falda a giacitura orizzontale.

Lo schema di calcolo al quale fare riferimento è quello indicato in Fig. 12.3. Si analizzano le condizioni di ribaltamento dell'intera parete di facciata rispetto ad una cerniera cilindrica orizzontale posta in corrispondenza della sezione di base della stessa, con trascinamento di un cuneo di distacco diagonale, definito come indicato in Fig. 12.8, e condizionato dalla presenza di un'apertura nella parete di controvento in prossimità del cantonale.

La geometria del macroelemento ribaltante ed i carichi agenti sul corpo sono indicati nella tabella seguente.

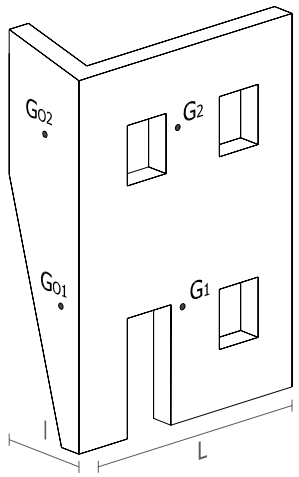


Fig. 12.8 – Parete ribaltante

ELEVAZIONE		**1**	**2**
Geometria	Spessore della parete s_i [m]	0,80	0,65
	Altezza della parete (interpiano) h_i [m]	3,20	3,00
	Superficie della facciata (al netto delle aperture) [m^2]	10,20	10,40
	Superficie del cuneo di distacco [m^2]	4,02	6,36
	Area di influenza del solaio o archi-volte [m^2]	8,00	-
	Braccio orizzontale del carico del solaio d_i [m]	-	0,30
	Braccio orizzontale carico solaio sul cuneo d_{Oi} [m]	-	1,00
	Braccio orizzontale dell'azione di archi-volte d_{Vi} [m]	0,76	-
	Ascissa del baricentro del cuneo x_{GOi} [m]	0,66	1,00
	Quota del baricentro della parete di facciata y_{Gi} [m]	1,70	4,70
	Quota del baricentro del cuneo y_{GOi} [m]	1,80	4,86
	Quota punto applicazione spinta archi-volte h_{Vi} [m]	2,20	-
Azioni	Peso specifico della muratura γ [kN/m^3]	22,0	22,0
	Peso proprio della parete di facciata W_i [kN]	179,5	148,7
	Peso proprio del cuneo di distacco W_{Oi} [kN]	70,8	91,0
	Carico trasmesso dal solaio sulla facciata P_{Si} [kN]	-	2,2
	Carico trasmesso dal solaio sul cuneo P_{SOi} [kN]	-	7,4
	Componente verticale spinta archi-volte F_{Vi} [kN]	67,0	-
	Componente orizzontale spinta archi-volte F_{Hi} [kN]	38,6	-
	Spinta statica della copertura sulla facciata P_H [kN]	-	-
	Azione del tirante T_i [kN]	-	-

Nella tabella seguente vengono illustrati i risultati ottenuti considerando due differenti configurazioni del macroelemento ribaltante. Nel primo caso (Fig. 12.8) l'efficacia del collegamento tra le strutture murarie ortogonali è garantita ad entrambi i livelli dell'edificio, che sono altresì caratterizzati in maniera omogenea (caso A). Nel secondo caso si considera invece la struttura muraria del piano terra di qualità inferiore e si ipotizza che il ribaltamento avvenga attorno ad una cerniera cilindrica orizzontale disposta in corrispondenza dell'orizzontamento intermedio, coinvolgendo soltanto il primo livello dell'edificio con il trascinamento di un cuneo diagonale appartenente alla parete di controvento e definito, anche in questo caso, dalla presenza di un'apertura nella stessa (caso B).

RIBALTAMENTO COMPOSTO (CASO)		A	B
Momento stabilizzante	Peso proprio delle pareti [kN·m]	120,1	48,3
	Peso proprio del cuneo di distacco [kN·m]	137,7	79,6
	Carico del solaio [kN·m]	0,7	0,7
	Carico del solaio sul cuneo [kN·m]	7,4	7,4
	Azione di archi o volte [kN·m]	50,9	-
	Azione dei tiranti [kN·m]	-	-
Momento ribaltante	Inerzia delle pareti di facciata [kN·m]	1004,0	223,1
	Inerzia del cuneo di distacco [kN·m]	569,7	147,6
	Inerzia dei solai [kN·m]	13,6	6,6
	Inerzia dei solai sul cuneo [kN·m]	45,9	22,2
	Inerzia di archi o volte [kN·m]	147,4	-
	Spinta statica di archi o volte [kN·m]	81,0	-
	Spinta statica della copertura [kN·m]	-	-
MOLTIPLICATORE DI COLLASSO α_0		**0,132**	**0,340**

Si nota che il cuneo di distacco del caso B ha dimensioni inferiori rispetto alla porzione di cuneo della seconda elevazione considerato nel caso A. Il confronto tra i valori di α_0 ottenuti nei due casi esaminati mostra la riduzione del coefficiente di collasso nell'ipotesi in cui si considera il ribaltamento dell'intera parete di facciata rispetto alla sezione di base. La riduzione è conseguenza delle condizioni di carico ipotizzate ed in particolare della presenza di una volta a botte a piano terra incidente sulla facciata, anche se in quest'ultimo caso le dimensioni del cuneo di distacco trascinato nel ribaltamento sono maggiori. Dal confronto con i casi già esaminati di ribaltamento semplice di parete monolitica (paragrafo 11.3) risulta che, con condizioni di carico confrontabili, i meccanismi di ribaltamento composto di un cuneo diagonale sono caratterizzati generalmente da valori superiori del coefficiente sismico α; pertanto la presenza di efficaci collegamenti negli spigoli e nei martelli murari presuppone condizioni di maggiore sicurezza nei confronti dell'attivazione di meccanismi di ribaltamento.

12.4.2 Ribaltamento composto di parete con trascinamento di un cuneo a doppia diagonale

Si prende in esame la parete di facciata di un edificio d'angolo appartenente a una schiera (Fig. 12.9), caratterizzato da un cantonale correttamente eseguito e dall'assenza di collegamento efficace tra la struttura muraria e gli orizzontamenti. L'edificio ha subito un intervento di consolidamento antisismico e ha una copertura in acciaio e laterizio, ordita con profilati a giacitura orizzontale, con soletta armata e cordolo in c.a., non collegato alla muratura sottostante. Si considera poi la presenza di una volta a botte gettata in gesso a piano terra gravante sulla parete di facciata.

Lo schema di calcolo al quale si può fare riferimento con le condizioni di vincolo ipotizzate, è quello indicato in Fig. 12.5. Si esamina il ribaltamento dell'intera parete di facciata rispetto ad una cerniera cilindrica orizzontale posta alla base della stessa con trascinamento di un cuneo di distacco a doppia diagonale (Fig. 12.9), condizionato dalla presenza di un'apertura nella parete di controvento in prossimità del cantonale. La geometria del macroelemento ribaltante ed i carichi agenti sul corpo sono riportati nella tabella seguente.

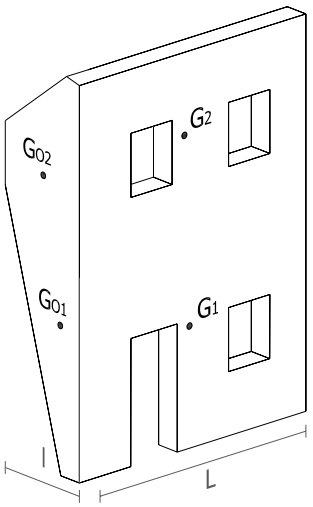


Fig. 12.9 – Parete ribaltante

ELEVAZIONE		**1**	**2**
Geometria	Spessore della parete s_i [m]	0,80	0,65
	Altezza della parete (interpiano) h_i [m]	3,20	3,00
	Superficie della facciata (al netto delle aperture) [m^2]	10,20	10,40
	Superficie del cuneo di distacco [m^2]	4,02	5,18
	Area di influenza del solaio o archi-volte [m^2]	8,00	-
	Braccio orizzontale del carico del solaio d_i [m]	-	0,30
	Braccio orizzontale carico solaio sul cuneo d_{Oi} [m]	-	-
	Braccio orizzontale dell'azione di archi-volte d_{Vi} [m]	0,76	-
	Ascissa del baricentro del cuneo x_{GOi} [m]	0,66	0,90
	Quota del baricentro della parete di facciata y_{Gi} [m]	1,70	4,70
	Quota del baricentro del cuneo y_{GOi} [m]	1,80	4,58
	Quota punto applicazione spinta archi-volte h_{Vi} [m]	2,20	-
Azioni	Peso specifico della muratura γ [kN/m^3]	22,0	22,0
	Peso proprio della parete di facciata W_i [kN]	179,5	148,7
	Peso proprio del cuneo di distacco W_{Oi} [kN]	70,8	74,1
	Carico trasmesso dal solaio sulla facciata P_{Si} [kN]	-	21,5
	Carico trasmesso dal solaio sul cuneo P_{SOi} [kN]	-	-
	Componente verticale spinta archi-volte F_{Vi} [kN]	67,0	-
	Componente orizzontale spinta archi-volte F_{Hi} [kN]	38,6	-
	Azione del tirante T_i [kN]	-	-

Nella tabella seguente vengono confrontati i risultati ottenuti per il caso illustrato in Fig. 12.9 (caso A) e considerando il solo ribaltamento della porzione di facciata a primo livello dell'edificio con trascinamento di un cuneo a doppia diagonale appartenente alla parete di controvento (caso B). In questo secondo caso si ipotizza che l'intervento di consolidamento subito dall'edificio abbia riguardato anche il primo orizzontamento attraverso la realizzazione di un solaio in acciaio e laterizio accompagnato da un cordolo in c.a., il quale vincola la parete di facciata a piano terra nei riguardi delle azioni fuori piano.

RIBALTAMENTO COMPOSTO (CASO)		**A**	**B**
Momento stabilizzante	Peso proprio delle pareti [kN·m]	120,1	48,3
	Peso proprio del cuneo di distacco [kN·m]	113,4	55,9
	Carico del solaio [kN·m]	6,5	6, 5
	Carico del solaio sul cuneo [kN·m]	-	-
	Azione di archi o volte [kN·m]	50,9	-
	Azione dei tiranti [kN·m]	-	-
Momento ribaltante	Inerzia delle pareti di facciata [kN·m]	1004,0	223,1
	Inerzia del cuneo di distacco [kN·m]	466,8	99,8
	Inerzia dei solai [kN·m]	133,3	64,5
	Inerzia dei solai sul cuneo [kN·m]	-	-
	Inerzia di archi o volte [kN·m]	147,4	-
	Spinta statica di archi o volte [kN·m]	84,9	-
MOLTIPLICATORE DI COLLASSO α_0		**0,118**	**0,286**

Anche in questo caso il confronto dei valori di α_0 ottenuti considerando il ribaltamento dell'intera parete di facciata rispetto alla sezione di base e della sola porzione di essa a primo livello, consente di osservare che il coefficiente di collasso è maggiore quando il cinematismo coinvolge solo la parte alta dell'edificio, con il trascinamento dell'angolata correttamente eseguita. Rispetto al ribaltamento di

cuneo diagonale i valori ottenuti per α_0 in entrambi i casi esaminati subiscono una lieve riduzione; il miglioramento delle condizioni di sicurezza, che si sarebbe dovuto conseguire con l'intervento di consolidamento ipotizzato sull'edificio, non si manifesta. Ciò è dovuto principalmente al fatto che il rifacimento della copertura in acciaio e laterizio con cordolo in c.a., non ammorsato alle murature sottostanti, non impedisce il ribaltamento della facciata ma determina invece un incremento di carico sulla stessa; inoltre, con riferimento al caso particolare esaminato, comporta una ridistribuzione meno favorevole delle azioni applicate, con conseguente riduzione del coefficiente di collasso. Si osserva anche che la configurazione dei cunei di distacco ipotizzati nei due casi di ribaltamento di cuneo diagonale ed a doppia diagonale risulta non molto dissimile. In conclusione, pur tenendo in considerazione i limiti dell'analisi e la rappresentatività del modello adottato, occorre sempre valutare con accuratezza le variazioni indotte dagli interventi eseguiti sugli edifici in termini di sicurezza degli stessi, soprattutto quando questi non sono stati realizzati nella maniera migliore.

12.4.3 Meccanismo di ribaltamento del cantonale

Si prende in esame l'angolata libera di un edificio d'estremità di una schiera (Fig. 12.10), caratterizzato da un tetto in legno a padiglione ed assenza di efficace collegamento tra la struttura muraria e la copertura. Si ipotizza la presenza di un puntone spingente che poggia sul cantonale, correttamente eseguito, e l'assenza di dispositivi di trattenimento in testa al macroelemento. La copertura lignea è costituita da un'orditura di travi principali disposte orizzontalmente e gravanti sui puntoni del tetto.

Date le condizioni di vincolo e di carico ipotizzate, lo schema di calcolo al quale si può fare riferimento è quello indicato in Fig. 12.7. Si esamina quindi il ribaltamento della parte alta del cantonale dell'edificio rispetto ad una cerniera posta alla base di esso nella direzione di azione del puntone.

La geometria del macroelemento ribaltante, condizionata dalla presenza di aperture nelle pareti ortogonali convergenti nell'angolata, ed i carichi agenti sul corpo, sono indicati nella tabella seguente.

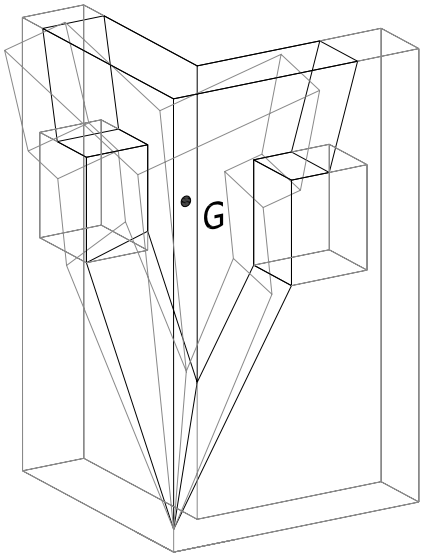


Fig. 12.10 – Cantonale

DATI INIZIALI		
Geometria	Spessore della parete *s* [m]	0,65
	Altezza del cuneo di distacco *h* [m]	4,08
	Volume del cuneo di distacco [m^3]	4,55
	Area d'influenza della copertura sul puntone [m^2]	3,20
	Braccio orizzontale del baricentro del cuneo x_G [m]	0,86
	Quota del baricentro del cuneo di distacco y_G [m]	2,80
	Braccio del carico trasmesso dal puntone d_P [m]	0,78
	Braccio carico verticale in testa alla parete 1 d_1 [m]	1,13
	Braccio carico verticale in testa alla parete 2 d_2 [m]	1,24
Azioni	Peso specifico della muratura γ [kN/m^3]	22,0
	Peso proprio del cuneo di distacco *W* [kN]	100,1
	Carico verticale trasmesso dal puntone *P* [kN]	3,4
	Spinta statica trasmessa dal puntone P_H [kN]	1,1
	Carico verticale in testa alla parete 1 P_{V1} [kN]	1,0
	Carico verticale in testa alla parete 2 P_{V2} [kN]	1,2

I dati relativi alla geometria del macroelemento, in particolare il volume della porzione di cantonale coinvolto nel cinematismo occorrente per valutarne il peso proprio e la posizione del baricentro dello stesso, sono stati valutati con l'ausilio di un programma CAD. Come negli altri esempi, per la valutazione delle azioni che intervengono nell'analisi sono stati assunti valori usuali dei carichi unitari di riferimento, considerando opportunamente il modo in cui essi si distribuiscono tra i vari elementi strutturali.

Nella tabella seguente vengono confrontati i risultati ottenuti per il caso appena descritto (caso A) e ipotizzando la presenza di un trattenimento in testa al cantonale, rappresentato da tiranti metallici posizionati lungo le due pareti ortogonali convergenti nell'angolata ed in grado di trasmettere alla struttura muraria un'azione orizzontale di circa T_i = 12 kN ciascuno (caso B).

RIBALTAMENTO DEL CANTONALE (CASO)		**A**	**B**
Momento stabilizzante	Peso proprio del cuneo di distacco [kN·m]	86,2	86,2
	Carico trasferito dal puntone [kN·m]	2,7	2,7
	Carico verticale sulle pareti [kN·m]	2,7	2,7
	Azione dei tiranti [kN·m]	-	69,2
Momento ribaltante	Inerzia del cuneo [kN·m]	280,3	280,3
	Inerzia del puntone [kN·m]	13,9	13,9
	Inerzia carichi sulle pareti [kN·m]	9,3	9,3
	Spinta statica del puntone [kN·m]	4,7	4,7
	Spinta statica sulle pareti [kN·m]	-	-
MOLTIPLICATORE DI COLLASSO α_0		**0,286**	**0,515**

I risultati ottenuti mostrano come la realizzazione di un intervento antisismico di modesta portata e costi ridotti permette di ottenere un significativo miglioramento delle condizioni di sicurezza nei confronti del presente meccanismo di collasso.

13 MECCANISMI DI FLESSIONE VERTICALE

In questo capitolo sono commentati i meccanismi di flessione verticale di pareti trattenute in sommità, come descritto nel paragrafo 10.3. Vengono anche proposti esempi di applicazione a casi reali, che consentono una miglior comprensione della metodologia illustrata e dei risultati ottenibili.

Il problema viene formulato distinguendo i casi di edifici con pareti a comportamento monolitico ed a doppia cortina, e considerando in ogni caso la possibilità che il meccanismo di ribaltamento coinvolga uno o più piani dell'edificio, in relazione alle condizioni di vincolo rilevate ai vari livelli.

13.1 FLESSIONE VERTICALE DI PARETE MONOLITICA

Il meccanismo di flessione verticale di una parete trattenuta in sommità si manifesta, per effetto delle azioni ortogonali al piano della stessa, con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale (Fig. 13.1); la struttura muraria si divide in due blocchi rigidi che ruotano reciprocamente, intorno alla cerniera, fino al collasso. La combinazione delle azioni verticali ed orizzontali sulla parete determina l'instaurarsi nella stessa di una sorta di *effetto arco verticale*; se agli estremi della tesa muraria ci sono efficaci collegamenti, questi sopportano le reazioni vincolari orizzontali. Se le azioni orizzontali superano un certo valore, le azioni verticali non sono più sufficienti a contrastare l'effetto instabilizzante del momento flettente e ciò determina l'instaurarsi del cinematismo descritto. All'interno della tesa muraria si manifesta quindi la formazione di una cerniera cilindrica che la percorre orizzontalmente e la cui posizione verticale è a priori indeterminata.

Se l'edificio esaminato ha già subito danneggiamenti che segnalano l'attivazione di un meccanismo di flessione verticale, l'analisi del moltiplicatore di collasso può partire dalla definizione di uno schema di calcolo con geometria definita dal quadro dei dissesti.

Quando invece l'edificio non presenta alcun tipo di danneggiamento, e le condizioni di vincolo alle estremità della parete consentono la possibilità di attivazione di un meccanismo di flessione verticale, la geometria dei macroelementi risulta dall'analisi stessa.

È comunque sempre opportuno, in caso di incertezza, prendere in considerazione diverse possibilità e valutare i relativi valori del coefficiente di collasso: ciò permette di determinare quello minimo da associare all'attivazione del meccanismo.

13.1.1 Cinematismo di flessione verticale di parete monolitica ad un piano

È questo il caso in cui l'edificio presenta ai vari livelli efficaci vincoli di connessione tra i solai e le pareti, per cui, tra un solaio e l'altro, la tesa muraria risulta trattenuta alle estremità. L'analisi del coefficiente di collasso deve essere ripetuta in questo caso indipendentemente per tutti quei piani dell'edificio ai quali è possibile applicare il seguente schema di calcolo.

Se non è possibile definire a priori la posizione verticale della cerniera cilindrica, questa può essere valutata con la procedura proposta, che prende in considerazione una fascia di muratura piena da cielo a terra della parete. Infatti, la presenza delle aperture nella facciata ha qui una ridotta influenza nel calcolo, ed in particolare nella determinazione della posizione della sezione di frattura della parete. Si aggiunga anche il fatto che l'effetto arco verticale che si attiva per l'applicazione delle azioni fuori piano, interessa prevalentemente le fasce piene di muratura. Tuttavia il modello proposto permette di valutare il coefficiente α anche quando è nota la geometria dei macroelementi coinvolti nel cinematismo; consente anche di considerare la presenza di aperture o superfici irregolari e la conseguente variazione nella distribuzione dei carichi.

L'analisi consiste nell'individuare la posizione della cerniera che corrisponde al minimo valore del moltiplicatore di collasso α_0 delle forze orizzontali che determina l'attivazione del cinematismo.

Come illustrato nel capitolo 9 il moltiplicatore α_0 può essere ottenuto applicando l'equazione dei lavori virtuali in termini di spostamenti. Si procede quindi all'analisi del problema cinematico (vedi paragrafo 9.2.3; vedi anche Giuffrè, 1993) assegnando una rotazione virtuale unitaria $\psi = 1$ al corpo 1, così come indicato in Fig. 13.1, dove:

- W è il peso proprio del maschio murario in esame;
- F_V è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete;
- F_H è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete;
- P_S è il peso del solaio agente sulla parete, calcolato in base all'area di influenza;
- N è il peso trasmesso alla parete dalle murature e dai solai dei livelli superiori;
- s è lo spessore della parete;
- h è l'altezza della parete (altezza di interpiano);
- h_V è la distanza verticale tra il punto di applicazione della spinta di archi o volte sul corpo 2 ed il corrispondente polo di riduzione (carrello in B);
- d è la distanza orizzontale dal carrello in B del punto di applicazione del carico trasmesso alla parete dai piani superiori;
- d_V è la distanza orizzontale tra il punto di applicazione dell'azione trasferita da archi o volte al corpo 2 ed il corrispondente polo di riduzione (carrello in B);
- a è la distanza orizzontale dal carrello B del punto di applicazione del carico trasmesso al muro dal solaio.

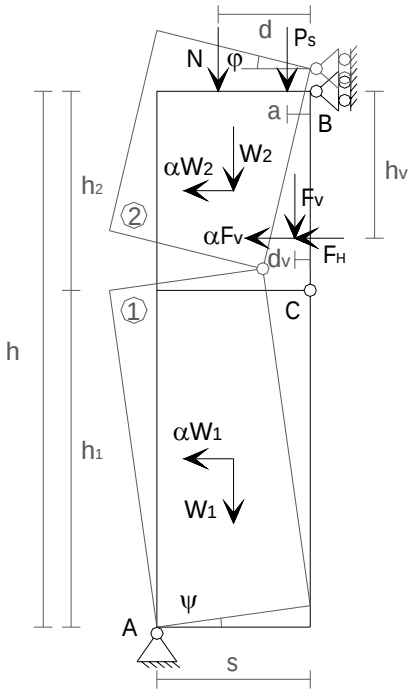


Fig. 13.1– Schema di calcolo

I parametri di spostamento generalizzati, che permettono di descrivere il cinematismo, sono ricavati dalle condizioni di congruenza degli spostamenti virtuali dei due corpi.

Se P è un punto generico, di coordinate x_P e y_P, appartenente ad un corpo rigido piano, le due componenti di spostamento u_P e v_P, positive se dirette come gli assi coordinati, sono espresse in funzione delle componenti di spostamento u_0 e v_0 del polo O, origine del riferimento, e della rotazione ϑ intorno ad esso. Supponendo quest'ultima positiva se antioraria, si ha:

$$u_P = u_0 - \vartheta\, y_P; \qquad v_P = v_0 + \vartheta\, x_P \tag{13.1}$$

Fissati come poli di riduzione dei due corpi 1 e 2 rispettivamente i punti A e B, tenendo conto delle condizioni di vincolo:

$$u_A = 0; \quad v_A = 0; \quad \vartheta_1 = \psi = 1, \text{ per il corpo 1;}$$
$$u_B = 0, \text{ per il corpo 2;}$$

e imponendo le ulteriori condizioni di congruenza $u_{C1} = u_{C2}$ e $v_{C1} = v_{C2}$ in corrispondenza della cerniera C, si valutano la rotazione del corpo 2 attorno al polo B ed il relativo spostamento verticale:

$$\varphi = -\psi\, h_1/h_2 = -h_1/h_2; \qquad v_B = s$$

Gli spostamenti generalizzati dei due corpi rigidi possono essere perciò sinteticamente descritti come:

$$\left(u_{01}; v_{01}; \vartheta_1\right) = \left(u_A; v_A; \psi\right) = \left(0;0;1\right) \text{ e } \left(u_{02}; v_{02}; \vartheta_2\right) = \left(u_B; v_B; \varphi\right) = \left(0; s; -h_1/h_2\right) \tag{13.2}$$

Ponendo poi $h_2 = h/\mu$, con $\mu > 1$, si ricavano: $h_1 = \dfrac{\mu - 1}{\mu} h$; $\quad W_2 = \dfrac{W}{\mu}$; $\quad W_1 = \dfrac{\mu - 1}{\mu} W$

Gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione delle forze agenti sul sistema nella rispettiva direzione di azione, secondo le convenzioni della (9.1), sono ora calcolati particolarizzando le (13.1):

$$\delta_{1x} = \frac{h}{2}\frac{(\mu-1)}{\mu} \qquad \delta_{1y} = \frac{s}{2}$$

$$\delta_{2x} = \frac{h}{2}\frac{(\mu-1)}{\mu} \qquad \delta_{2y} = \frac{s}{2}(\mu+1) \tag{13.3}$$

$$\delta_{Vx} = h_V(\mu-1) = -\delta_h \qquad \delta_{Vy} = s + d_V(\mu-1)$$

$$\delta_{Py} = s + a(\mu-1) \qquad \delta_{Ny} = s + d(\mu-1)$$

È ora possibile applicare l'equazione dei lavori virtuali (9.1), ottenendo:

$$\alpha\left[W_1\cdot\delta_{1x} + W_2\cdot\delta_{2x} + F_V\cdot\delta_{Vx}\right] + F_H\cdot\delta_{Vx} - W_1\cdot\delta_{1y} - W_2\cdot\delta_{2y} - N\cdot\delta_{Ny} - P_S\cdot\delta_{Py} - F_V\cdot\delta_{Vy} = 0 \tag{13.4}$$

Il lavoro virtuale della spinta statica di archi o volte sulla parete è assunto di segno positivo in quanto lo spostamento virtuale del relativo punto di applicazione è di verso concorde con F_H (v. (9.1)).

Sostituendo le espressioni valutate in precedenza si ricava:

$$\begin{aligned}&\alpha\cdot\left[W\frac{h}{2}\frac{(\mu-1)}{\mu}\left(\frac{(\mu-1)}{\mu}+\frac{1}{\mu}\right)+F_V\,h_V(\mu-1)\right]=\\&=W\frac{s}{2}\frac{(\mu-1)}{\mu}\left(1+\frac{(\mu+1)}{(\mu-1)}\right)+(\mu-1)\left(N\,d+P_S\,a+F_V\,d_V-F_H\,h_V\right)+s\left(N+P_S+F_V\right)\end{aligned} \tag{13.5}$$

dalla quale si ottiene il moltiplicatore di collasso $\alpha = \alpha_0$:

$$\alpha = 2\frac{(\mu-1)\left(N\,d+P_S\,a+F_V\,d_V-F_H\,h_V\right)+s\left(W+N+P_S+F_V\right)}{(\mu-1)\left(W\,h/\mu+2F_V\,h_V\right)} \tag{13.6}$$

Il valore del parametro μ che rende minimo il moltiplicatore è calcolabile, in generale, imponendo che sia nulla la derivata di α rispetto a μ. Così facendo però si perviene ad espressioni piuttosto complesse; è perciò più conveniente individuare μ per tentativi utilizzando, per esempio, un foglio di calcolo. Si osserva, infine, che al variare di μ le forze trasmesse dalla volta possono risultare applicate al corpo 1 anziché al 2, come ipotizzato ed indicato in Fig. 13.1, anche se questa situazione è meno frequente. In tal caso h_V e d_V sono valutate rispetto al polo del corpo 1 (cerniera in A) e l'espressione del moltiplicatore di collasso diventa:

$$\alpha = 2\frac{(\mu-1)\left(Nd+P_S a\right)+s\left(W+N+P_S\right)+F_V\,d_V-F_H h_V}{(\mu-1)W\,h/\mu+2F_V\,h_V} \tag{13.7}$$

Se la quota della cerniera coincide con l'imposta della volta, dalla (13.7) si ricava:

$$\alpha = 2\frac{N\,d\,\dfrac{h_V}{h-h_V}+P_S\,a\,\dfrac{h_V}{h-h_V}+F_V\,d_V-F_H\,h_V+s\left(W+N+P_S\right)}{h_V\left(W+2F_V\right)} \tag{13.8}$$

13.1.2 Cinematismo di flessione verticale di parete monolitica a due piani

È questo il caso in cui il cinematismo riguarda una tesa muraria compresa tra due piani dell'edificio, con interposto un solaio intermedio non trattenuto. La tesa è collegata alle estremità con efficaci vincoli di connessione agli orizzontamenti; in genere la struttura muraria risulta vincolata al piede nel terreno ed in testa da un cordolo ben ammorsato alla muratura o da tiranti metallici.

Anche in base ai riscontri su edifici che hanno subito gli effetti di un sisma, in questi casi si può ragionevolmente ipotizzare che la formazione della cerniera cilindrica orizzontale riguardi le sezioni trasversali in prossimità dell'orizzontamento intermedio che, non trattenuto da muri di controvento, esercita sulla muratura azioni fuori piano. Ad avvalorare l'ipotesi concorre poi il fatto che, spesso, nel passaggio da un piano all'altro dell'edificio si verifica la rastremazione della muratura la cui sezione resistente si riduce proprio in corrispondenza del solaio intermedio. Le applicazioni numeriche mostrano in particolare che, in relazione all'entità del carico verticale trasmesso dai piani superiori gravante sulla tesa muraria considerata (carico N di Fig. 13.2), la sezione di frattura si forma generalmente a partire dalla quota del solaio intermedio e si sposta tanto più in alto quanto minore è l'influenza di N.

Nello schema di calcolo proposto (Fig. 13.2) si considera l'altezza h_1, che individua la posizione della cerniera cilindrica, coincidente con h_P, quota del solaio intermedio; inoltre:

- W_i è il peso proprio del macroelemento i-esimo;
- F_{Vi} è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete i-esima;
- F_{Hi} è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete i-esima;
- P_{Si} è il peso del solaio agente sulla parete i-esima, calcolato in base all'area di influenza;
- N è il peso trasmesso al corpo 2 dalle murature e dai solai dei livelli superiori;
- T è il valore massimo dell'azione di un eventuale tirante presente al solaio intermedio;
- s_i è lo spessore della parete i-esima;
- h_i è l'altezza del macroelemento i-esimo;
- h_P rappresenta la quota del solaio intermedio da A;
- y_{Gi} è la distanza verticale del baricentro del corpo i-esimo rispetto al polo di riduzione dello stesso (cerniera in A per il corpo 1 e carrello in B per il 2);
- h_{Vi} è la distanza verticale del punto di applicazione della spinta di archi o volte alla parete i-esima rispetto al polo della stessa;
- d è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico trasmesso dai piani superiori alla parete rispetto al carrello in B;
- d_{Vi} è la distanza orizzontale del punto di applicazione dell'azione trasferita da archi o volte al corpo i-esimo dal rispettivo polo;
- a_i è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico trasmesso dal solaio sulla parete i-esima rispetto al polo di riduzione della stessa.

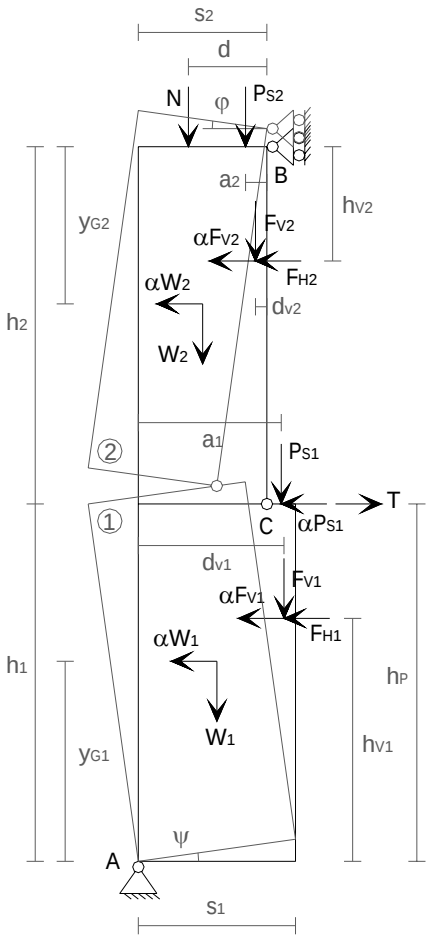


Fig. 13.2 – Schema di calcolo

Il moltiplicatore è in ogni caso espresso in funzione della geometria dei due macroelementi che definiscono il cinematismo; è perciò possibile prendere in considerazione altre posizioni della cerniera per individuare il minimo tra i moltiplicatori di collasso corrispondenti. È sufficiente considerare un numero finito di posizioni, risultando poco utile definire complicate formulazioni analitiche la cui accuratezza è qui solo formale. Fissate le dimensioni dei macroelementi è ragionevole poi estendere l'analisi del cinematismo oltre le fasce verticali piene di muratura, come specificato nel caso precedente; si considera così nel calcolo la reale geometria della facciata e la presenza delle aperture, che determinano una variazione nella distribuzione dei carichi e nella posizione dei baricentri dei due corpi. L'analisi mostra, infatti, che in questi casi la presenza delle aperture in facciata comporta una lieve variazione del moltiplicatore di collasso che generalmente si riduce.

Seguendo lo stesso procedimento adottato per il caso precedente si valutano le condizioni di congruenza del sistema in corrispondenza di una rotazione virtuale unitaria $\psi = 1$ del corpo 1 e che, specificate al caso presente, forniscono gli spostamenti generalizzati dei due corpi:

$$(13.9) \qquad \left(u_{01};v_{01};\vartheta_1\right)=\left(u_A;v_A;\psi\right)=\left(0;0;1\right) \text{ e } \left(u_{02};v_{02};\vartheta_2\right)=\left(u_B;v_B;\varphi\right)=\left(0;s_2;-h_1/h_2\right)$$

Si determinano poi gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione di tutte le forze agenti sul sistema nella rispettiva direzione di azione:

$$(13.10) \qquad \begin{array}{lll} \delta_{1x}=y_{G1} & \delta_{V1x}=h_{V1}=-\delta_{h1} & \delta_{P1x}=h_P \\ \delta_{1y}=s_1/2 & \delta_{V1y}=d_{V1} & \delta_{P1y}=a_1 \\ \delta_{2x}=\dfrac{h_1}{h_2}y_{G2} & \delta_{V2x}=\dfrac{h_1}{h_2}h_{V2}=-\delta_{h2} & \delta_{P2y}=s_2+\dfrac{h_1}{h_2}a_2 \\ \delta_{2y}=s_2\left(1+\dfrac{1}{2}\dfrac{h_1}{h_2}\right) & \delta_{V2y}=s_2+\dfrac{h_1}{h_2}d_{V2} & \delta_{Ny}=s_2+\dfrac{h_1}{h_2}d \end{array}$$

Applicando l'equazione dei lavori virtuali si ha:

$$(13.11) \qquad \begin{array}{l} \alpha\cdot\left[W_1\cdot\delta_{1x}+W_2\cdot\delta_{2x}+F_{V1}\cdot\delta_{V1x}+F_{V2}\cdot\delta_{V2x}+P_{S1}\cdot\delta_{P1x}\right]+F_{H1}\cdot\delta_{V1x}+F_{H2}\cdot\delta_{V2x}+ \\ -W_1\cdot\delta_{1y}-W_2\cdot\delta_{2y}-F_{V1}\cdot\delta_{V1y}-F_{V2}\cdot\delta_{V2y}-N\cdot\delta_{Ny}-P_{S1}\cdot\delta_{P1y}-P_{S2}\cdot\delta_{P2y}-T\cdot\delta_{P1x}=0 \end{array}$$

Sostituendo le espressioni valutate in precedenza si ricava il moltiplicatore $\alpha = \alpha_0$:

$$(13.12) \qquad \alpha=\frac{E}{W_1y_{G1}+F_{V1}h_{V1}+P_{S1}h_P+\left(W_2y_{G2}+F_{V2}h_{V2}\right)\dfrac{h_1}{h_2}}$$

in cui E indica la seguente espressione:

$$(13.13) \qquad \begin{array}{l} E=\dfrac{W_1}{2}s_1+F_{V1}\,d_{V1}+\left(W_2+P_{S2}+N+F_{V2}\right)s_2+\dfrac{h_1}{h_2}\left(\dfrac{W_2}{2}s_2+P_{S2}\,a_2+N\,d+F_{V2}\,d_{V2}-F_{H2}\,h_{V2}\right)+ \\ +P_{S1}\,a_1-F_{H1}\,h_{V1}+T\,h_P \end{array}$$

13.1.3 Cinematismo di flessione verticale di parete monolitica a tre piani

Questo cinematismo si può manifestare se la tesa muraria risulta trattenuta agli estremi mediante efficaci vincoli di connessione con gli orizzontamenti ed include, in questo caso, due solai intermedi non ammorsati alla muratura. Il meccanismo di flessione verticale prevede la formazione di una cerniera cilindrica che, data la distribuzione dei carichi, si localizza con maggiore probabilità ad una quota compresa tra il primo ed il secondo orizzontamento disconnesso.

E' conveniente individuare la posizione della cerniera cilindrica considerando un numero limitato di posizioni comprese all'interno del secondo livello dell'edificio: utilizzando, se possibile, un foglio di calcolo, la ricerca per via numerica del minimo tra i moltiplicatori corrispondenti alle posizioni della cerniera è un'efficace alternativa alla ricerca analitica del minimo dell'espressione di α. Al valore minimo trovato si associa quindi la posizione della frattura per la quale si manifesta l'attivazione del meccanismo. Anche in questo caso è possibile considerare nel calcolo l'intera geometria della facciata e la presenza delle aperture attraverso l'introduzione del baricentro dei corpi coinvolti nel cinematismo.

Nello schema di Fig. 13.3 non si considera l'eventuale rastremazione al secondo livello e la cerniera cilindrica in C è sulla verticale del carrello in B:

- W_i è il peso proprio del macroelemento *i*-esimo;
- F_{Vi} è la componente verticale della spinta di archi o volte al piano *i*-esimo;
- F_{Hi} è la componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano *i*-esimo;
- P_{Si} è il peso del solaio agente al piano *i*-esimo, calcolato in base all'area di influenza;
- N è il peso trasmesso al corpo 2 dalle murature e dai solai dei livelli superiori;
- T_i rappresenta l'azione dei tiranti eventualmente presenti ai solai intermedi;
- s_1 è lo spessore della parete al primo livello;
- s_2 è lo spessore della parete al secondo e terzo livello;
- h_i è l'altezza del macroelemento *i*-esimo;
- h_{P1} è la distanza verticale del punto di applicazione del carico trasmesso dal solaio al primo livello rispetto al polo di riduzione del macroelemento 1 (cerniera in A);
- h_{P3} è la distanza verticale del punto di applicazione del carico trasmesso dal solaio al secondo livello rispetto al polo di riduzione del macroelemento 2 (carrello in B);
- x_{Gi} è la distanza orizzontale del baricentro del corpo *i*-esimo rispetto al polo di riduzione dello stesso (cerniera in A per il corpo 1 e carrello in B per il corpo 2);
- y_{Gi} è la distanza verticale del baricentro del corpo *i*-esimo rispetto al polo di riduzione dello stesso (cerniera in A per il corpo 1 e carrello in B per il corpo 2);
- h_{V1} è la distanza verticale del punto di applicazione della spinta di archi o volte al corpo 1 rispetto al polo di riduzione dello stesso;
- $h_{V2,3}$ è la distanza verticale del punto di applicazione della spinta di archi o volte al corpo 2 rispetto al polo di riduzione dello stesso;
- d è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico trasmesso alla parete dai piani superiori rispetto al carrello in B;
- d_{Vi} è la distanza orizzontale del punto di applicazione dell'azione trasferita da archi o volte al corpo *i*-esimo dal rispettivo polo di riduzione (A per $i = 1$ e B per $i = 2, 3$ in Fig. 13.3);
- a_1 è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico trasmesso dal solaio al primo livello rispetto al polo di riduzione del macroelemento 1 (cerniera in A);
- a_2 è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico trasmesso dai solai al secondo e terzo livello rispetto al polo di riduzione del macroelemento 2 (carrello in B).

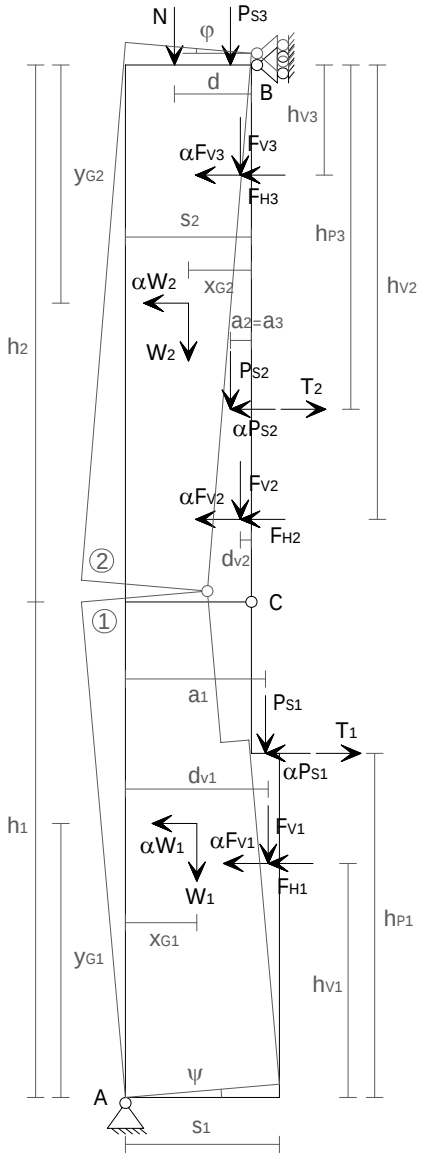


Fig. 13.3 – Schema di calcolo

Gli spostamenti generalizzati del sistema di corpi rigidi, con riferimento allo schema di Fig. 13.3, sono dati da:

$$(u_{01};v_{01};\vartheta_1)=(u_A;v_A;\psi)=(0;0;1)$$
$$(u_{02};v_{02};\vartheta_2)=(u_B;v_B;\varphi)=(0;s_2;-h_1/h_2) \tag{13.14}$$

Gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione di tutte le forze agenti sul sistema, nella rispettiva direzione di azione, sono i seguenti:

$$
\begin{array}{llll}
\delta_{1x} = y_{G1} & \delta_{V3x} = \dfrac{h_1}{h_2} h_{V3} = -\delta_{h3} & \delta_{1y} = x_{G1} & \delta_{V3y} = s_2 + \dfrac{h_1}{h_2} d_{V3} \\
\delta_{2x} = \dfrac{h_1}{h_2} y_{G2} & \delta_{P1x} = h_{P1} & \delta_{2y} = s_2 + \dfrac{h_1}{h_2} \cdot x_{G2} & \delta_{P1y} = a_1 \\
\delta_{V1x} = h_{V1} = -\delta_{h1} & \delta_{P2x} = \dfrac{h_1}{h_2} \cdot h_{P3} & \delta_{V1y} = d_{V1} & \delta_{P2y} = s_2 + \dfrac{h_1}{h_2} a_2 \\
\delta_{V2x} = \dfrac{h_1}{h_2} h_{V2} = -\delta_{h2} & \delta_{Ny} = s_2 + \dfrac{h_1}{h_2} d & \delta_{V2y} = s_2 + \dfrac{h_1}{h_2} d_{V2} & \delta_{P3y} = s_2 + \dfrac{h_1}{h_2} a_2
\end{array}
\tag{13.15}
$$

Applicando l'equazione dei lavori virtuali si ha:

$$
\begin{aligned}
&\alpha \cdot \left[W_1 \cdot \delta_{1x} + W_2 \cdot \delta_{2x} + F_{V1} \cdot \delta_{V1x} + F_{V2} \cdot \delta_{V2x} + F_{V3} \cdot \delta_{V3x} + P_{S1} \cdot \delta_{P1x} + P_{S2} \cdot \delta_{P2x} \right] + \\
&+ F_{H1} \cdot \delta_{V1x} + F_{H2} \cdot \delta_{V2x} + F_{H3} \cdot \delta_{V3x} - W_1 \cdot \delta_{1y} - W_2 \cdot \delta_{2y} - F_{V1} \cdot \delta_{V1y} - F_{V2} \cdot \delta_{V2y} + \\
&- F_{V3} \cdot \delta_{V3y} - N \cdot \delta_{Ny} - P_{S1} \cdot \delta_{P1y} - P_{S2} \cdot \delta_{P2y} - P_{S3} \cdot \delta_{P3y} - T_1 \cdot \delta_{P1x} - T_2 \cdot \delta_{P2x} = 0
\end{aligned}
\tag{13.16}
$$

che sviluppata ed espressa in funzione del moltiplicatore di collasso $\alpha = \alpha_0$ cercato fornisce:

$$
\alpha = \frac{E}{W_1 y_{G1} + F_{V1} h_{V1} + P_{S1} h_{P1} + \left(W_2 y_{G2} + F_{V2} h_{V2} + F_{V3} h_{V3} + P_{S2} h_{P3} \right) \dfrac{h_1}{h_2}}
\tag{13.17}
$$

dove *E* rappresenta l'espressione indicata nel seguito:

$$
\begin{aligned}
E = {} & W_1 x_{G1} + W_2 (s_2 + x_{G2} \frac{h_1}{h_2}) + F_{V1} d_{V1} + \left(F_{V2} + F_{V3} \right) s_2 + F_{V2} \frac{h_1}{h_2} d_{V2} + F_{V3} \frac{h_1}{h_2} d_{V3} + P_{S1} a_1 + \\
& \left(P_{S2} + P_{S3} \right) (s_2 + a_2 \frac{h_1}{h_2}) + N (s_2 + d \frac{h_1}{h_2}) + T_1 h_{P1} - F_{H1} h_{V1} - \left(F_{H2} h_{V2} + F_{H3} h_{V3} - T_2 h_{P3} \right) \frac{h_1}{h_2}
\end{aligned}
\tag{13.18}
$$

13.2 FLESSIONE VERTICALE DI PARETE A DOPPIA CORTINA

Si tratta di un caso frequente, inquadrabile concettualmente come caso particolare del cinematismo più generale del paragrafo 13.1.1. La novità è qui rappresentata dall'interazione tra i due paramenti, la cui entità dipende dai loro parametri di rigidezza e dalle modalità di connessione sulla superficie in comune. Molto spesso il meccanismo interessa il solo paramento esterno, sul quale solitamente agiscono carichi verticali più bassi. Se si ritiene però opportuno analizzare un meccanismo che coinvolge i due paramenti contemporaneamente, è sufficiente particolarizzare la (13.6) o la (13.7) per ognuna delle due cortine considerate autonome, ignorando l'interazione tra le due.

Se invece si fissa l'attenzione sul solo paramento esterno, come illustrato al seguente paragrafo 13.2.1, poiché la quota di forze agenti sul paramento interno trasmessa a quello esaminato non è valutabile con sufficiente affidabilità, si può decidere di tenerne comunque conto prendendo in considerazione una percentuale, modesta, delle sole azioni orizzontali sul paramento interno.

13.2.1 Cinematismo di flessione verticale di parete a doppia cortina ad un piano

Sono valide le ipotesi e le osservazioni generali già illustrate per il meccanismo di flessione verticale coinvolgente un piano dell'edificio. Pur dovendo procedere alla valutazione delle condizioni di equilibrio del solo paramento esterno (secondo lo schema di Fig. 13.4), si considerano anche i parametri

del paramento interno, alcuni dei quali sono utilizzati per il calcolo del moltiplicatore. I simboli di Fig. 13.4 rappresentano le stesse grandezze già definite nel paragrafo 13.1.1: si precisa che i pedici A e B indicano rispettivamente grandezze riferite alla cortina esterna e interna, mentre 1 e 2 sono riferiti ai rispettivi macroelementi individuati dalla sezione di frattura della parete.

Gli spostamenti generalizzati del sistema di corpi rigidi, con riferimento allo schema di Fig. 13.4, sono dati da:

$$\begin{aligned}(u_{01};v_{01};\vartheta_1)&=(u_A;v_A;\psi)=(0;0;1)\\(u_{02};v_{02};\vartheta_2)&=(u_B;v_B;\varphi)=(0;s_A;-h_1/h_2)\end{aligned}\tag{13.19}$$

Gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione di tutte le forze agenti sul sistema, nella rispettiva direzione di azione, sono quindi:

$$\begin{aligned}\delta_{1Ax}&=\frac{h}{2}\frac{(\mu-1)}{\mu} & \delta_{1Ay}&=\frac{s_A}{2}\\ \delta_{2Ax}&=\frac{h}{2}\frac{(\mu-1)}{\mu} & \delta_{2Ay}&=\frac{s_A}{2}(\mu+1)\\ \delta_{1Bx}&=\frac{h}{2}\frac{(\mu-1)}{\mu} & \delta_{2Bx}&=\frac{h}{2}\frac{(\mu-1)}{\mu}\\ \delta_{Vx}&=h_V(\mu-1)=-\delta_h & \delta_{Ny}&=\frac{s_A}{2}(\mu+1)\end{aligned}\tag{13.20}$$

Applicando il principio dei lavori virtuali, e indicando con ρ la quota di forze orizzontali trasmesse dal paramento interno a quello esterno, si ha:

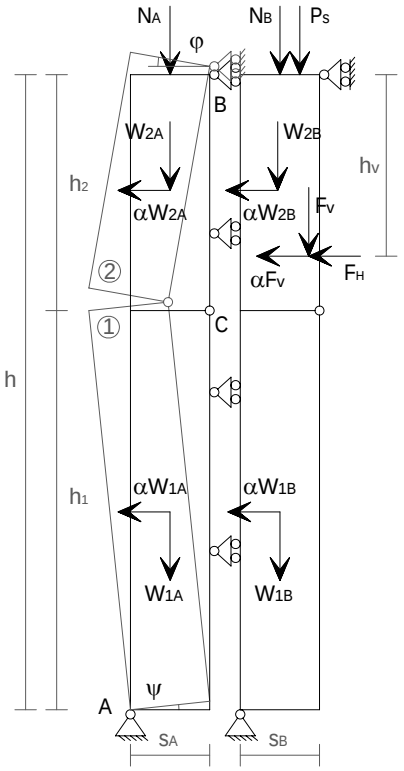


Fig. 13.4 – Schema di calcolo

$$\begin{aligned}&\alpha\cdot\left[W_{1A}\,\delta_{1Ax}+W_{2A}\,\delta_{2Ax}+\rho W_{1B}\,\delta_{1Bx}+\rho W_{2B}\,\delta_{2Bx}+\rho F_V\,\delta_{Vx}\right]+\\&+\rho F_H\,\delta_{Vx}-W_{1A}\,\delta_{1Ay}-W_{2A}\,\delta_{2Ay}-N_A\,\delta_{Ny}=0\end{aligned}\tag{13.21}$$

che diventa:

$$\begin{aligned}&\alpha\left[W_A\frac{h}{2}\frac{\mu-1}{\mu}\left(\frac{\mu-1}{\mu}+\frac{1}{\mu}\right)+\rho W_B\frac{h}{2}\frac{\mu-1}{\mu}\left(\frac{\mu-1}{\mu}+\frac{1}{\mu}\right)+\rho F_V\,h_V\,(\mu-1)\right]=\\&=W_A\frac{s_A}{2}\frac{\mu-1}{\mu}\left(1+\frac{\mu+1}{\mu-1}\right)+N_A\frac{s_A}{2}(\mu+1)-\rho F_H\,h_V\,(\mu-1)\end{aligned}\tag{13.22}$$

Il moltiplicatore di collasso $\alpha=\alpha_0$ ha quindi l'espressione:

$$\alpha=\frac{W_A\,s_A+N_A\frac{s_A}{2}(\mu+1)-\rho F_H\,h_V\,(\mu-1)}{\frac{h}{2}\frac{(\mu-1)}{\mu}\left(W_A+\rho W_B\right)+\rho F_V\,h_V\,(\mu-1)}\tag{13.23}$$

dove μ viene individuato in modo tale che risulti minimo α (vedi paragrafo 13.1.1) e ρ è stimato sulla base della deformabilità del paramento interno e delle modalità di collegamento tra le due cortine. Si suggerisce di adottare, salvo valutazioni più accurate, $\rho_{max}=0{,}2$.

Se la volta è collegata al corpo 1, indicando con h_V la distanza verticale tra il punto di applicazione della spinta da essa esercitata e la cerniera in A, la (13.23) diventa:

(13.24)
$$\alpha = \frac{W_A\, s_A + N_A \frac{s_A}{2}(\mu+1) - \rho F_H\, h_V}{\frac{h}{2}\frac{(\mu-1)}{\mu}\left(W_A + \rho W_B\right) + \rho F_V\, h_V}$$

13.2.2 Cinematismo di flessione verticale di parete a doppia cortina a due piani

Per concludere la descrizione dei cinematismi di flessione verticale viene illustrato il caso di parete a doppia cortina a due piani.

Il cinematismo trattato riguarda una tesa muraria a doppia cortina compresa tra due piani dell'edificio con interposto un solaio intermedio non trattenuto e collegata alle estremità da efficaci vincoli di connessione agli orizzontamenti. Lo schema di analisi è adatto anche per quei casi, non inconsueti, in cui in corrispondenza del solaio intermedio è presente un cordolo in c.a. realizzato in traccia e connesso al solo paramento interno.

Lo schema di riferimento è indicato in Fig. 13.5. Le ipotesi sono le stesse già illustrate nel caso precedente. Gli spostamenti generalizzati sono quelli definiti in (13.19).

Gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione di tutte le forze agenti sul sistema, nella rispettiva direzione di azione, risultano quindi:

(13.25)
$$\delta_{1Ax} = y_{G1} \qquad \delta_{1Ay} = s_A/2$$
$$\delta_{2Ax} = \frac{h_1}{h_2} y_{G2} \qquad \delta_{2Ay} = s_A\left(1 + \frac{1}{2}\cdot\frac{h_1}{h_2}\right)$$
$$\delta_{1Bx} = y_{G1} \qquad \delta_{2Bx} = \frac{h_1}{h_2} y_{G2}$$
$$\delta_{V1x} = h_{V1} = -\delta_{h1} \qquad \delta_{V2x} = \frac{h_1}{h_2} h_{V2} = -\delta_{h2}$$
$$\delta_{Px} = h_P \qquad \delta_{Ny} = s_A\left(1 + \frac{1}{2}\cdot\frac{h_1}{h_2}\right)$$

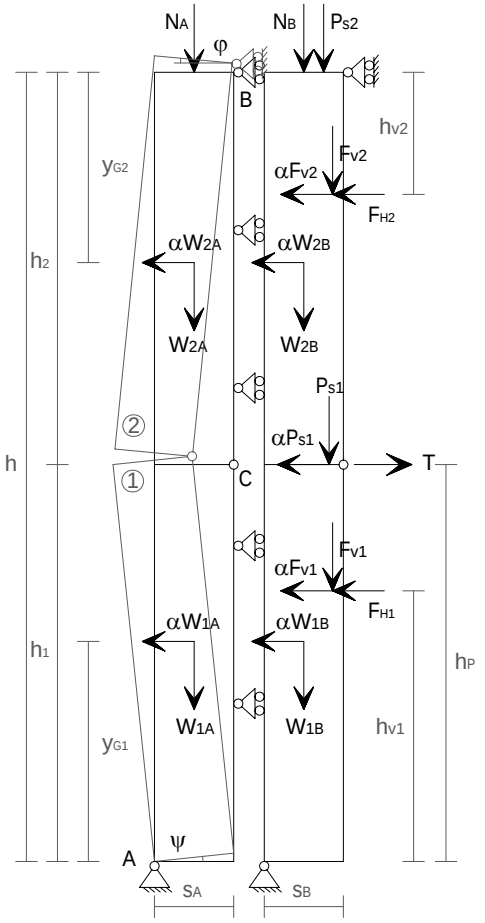


Fig. 13.5 – Schema di calcolo

Applicando il principio dei lavori virtuali si ha:

(13.26)
$$\alpha \cdot [W_{1A}\,\delta_{1Ax} + W_{2A}\,\delta_{2Ax} + \rho W_{1B}\,\delta_{1Bx} + \rho W_{2B}\,\delta_{2Bx} + \rho F_{V1}\,\delta_{V1x} + \rho F_{V2}\,\delta_{V2x} + \rho P_{S1}\,\delta_{Px}] +$$
$$+\rho F_{H1}\,\delta_{V1x} + \rho F_{H2}\,\delta_{V2x} - W_{1A}\,\delta_{1Ay} - W_{2A}\,\delta_{2Ay} - N_A\,\delta_{Ny} - T\,\delta_{Px} = 0$$

Il moltiplicatore di collasso $\alpha = \alpha_0$ vale:

(13.27)
$$\alpha = \frac{W_{1A}\frac{s_A}{2} + s_A\left(W_{2A} + N_A\right)\left(1 + \frac{1}{2}\frac{h_1}{h_2}\right) + Th_P - \rho F_{H1} h_{V1} - \rho F_{H2}\, h_{V2}\frac{h_1}{h_2}}{\left(W_{1A} + \rho W_{1B}\right) y_{G1} + \left(W_{2A} + \rho W_{2B}\right) y_{G2}\frac{h_1}{h_2} + \rho P_{S1} h_P + \rho F_{V1}\, h_{V1} + \rho F_{V2}\, h_{V2}\frac{h_1}{h_2}}$$

Si ricorda che T rappresenta il valore massimo dell'azione trasmessa dall'eventuale tirante presente al solaio intermedio e ρ è stimato sulla base della deformabilità del paramento interno e delle modalità di collegamento tra le due cortine (vedi paragrafo 13.2.1).

13.3 ESEMPI APPLICATIVI

13.3.1 Flessione verticale di parete ad un piano monolitica

Si considera la parete di facciata (Fig. 13.6) di una cella interclusa in una schiera caratterizzata dalla presenza di tiranti metallici in corrispondenza del primo livello ed un cordolo in c.a. a livello della copertura. Si suppone di poter considerare garantita l'ipotesi di efficace collegamento tra la struttura muraria e gli orizzontamenti ad ogni livello dell'edificio. L'edificio ha una copertura a falde inclinate, realizzata a putrelle e tavelloni, non spingente ed una volta a botte gettata in gesso a piano terra gravante sulla parete di facciata. Date le condizioni di vincolo ipotizzate la ricerca del moltiplicatore di collasso α_0 è condotta considerando separatamente la prima e la seconda elevazione dell'edificio, con lo schema di Fig. 13.1, e prendendo in esame il maschio murario compreso tra le bucature presenti in facciata. Risultano definiti la geometria del sistema ed i carichi agenti sui macroelementi:

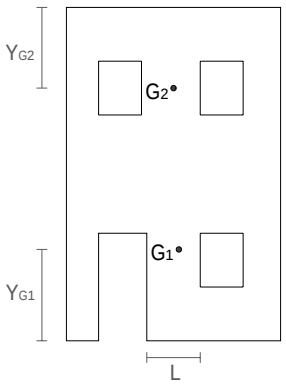


Fig. 13.6 – Parete di facciata

ELEVAZIONE		1	2
Geometria	Spessore della parete s_i [m]	0,50	0,35
	Altezza della parete (interpiano) h_i [m]	3,20	3,00
	Lunghezza della parete (larghezza maschio) L [m]	1,10	1,10
	Profondità di competenza del solaio o archi-volte [m]	2,00	2,00
	Braccio orizzontale dell'azione di archi-volte d_{Vi} [m]	0,03	-
	Braccio verticale dell'azione di archi-volte h_{Vi} [m]	1,00	-
	Braccio orizzontale del carico piani superiori d_i [m]	0,33	-
	Braccio orizzontale del carico del solaio a_i [m]	-	0,10
Azioni	Peso specifico della muratura γ [kN/m^3]	22,0	22,0
	Peso proprio del maschio murario W_i [kN]	38,7	25,4
	Carico trasmesso dal solaio P_{Si} [kN]	-	9,4
	Componente verticale spinta archi-volte F_{Vi} [kN]	18,5	-
	Componente orizzontale spinta archi-volte F_{Hi} [kN]	10,6	-
	Carico trasmesso dai piani superiori N_i [kN]	34,8	-

Nella tabella seguente sono riportati i risultati ottenuti considerando la flessione verticale della parete a piano terra (caso A) ed a primo piano (caso B). Per ognuno dei due casi esaminati è indicato il valore minimo del moltiplicatore di collasso α_0 (valutato al variare della posizione della sezione di frattura lungo la parete) che determina l'attivazione del meccanismo e la corrispondente quota di formazione della cerniera cilindrica attorno alla quale ruotano i due macroelementi.

FLESSIONE VERTICALE DI PARETE MONOLITICA		
A	Quota della cerniera cilindrica dalla base [m]	2,20
	Moltiplicatore di collasso minimo α_0	**0,570**
B	Quota della cerniera cilindrica dalla base [m]	2,34
	Moltiplicatore di collasso minimo α_0	**0,522**

L'effetto stabilizzante del carico del primo piano rende il moltiplicatore di collasso della parete a piano terra di poco superiore, nonostante la presenza di una volta che esercita la sua azione sulla stessa e che condiziona anche la posizione della cerniera cilindrica. È interessante notare che pur avendo considerato nel caso in esame pareti più snelle rispetto ai casi osservati per il ribaltamento semplice, il collasso per meccanismo di flessione verticale è associato a valori di α_0 sensibilmente più elevati.

13.3.2 Flessione verticale di parete a due piani monolitica

Si considera ancora la parete di facciata dell'edifico esaminato nell'esempio precedente (Fig. 13.6). In questo caso, tuttavia, si ipotizza l'assenza dei tiranti metallici a livello del primo orizzontamento, che può quindi essere considerato disconnesso dalla struttura muraria; si suppone che l'orizzontamento del primo piano sia qui costituito da un solaio a putrelle e voltine tessuto nella direzione ortogonale alla facciata. La parete risulta ora vincolata a livello del terreno ed in testa dal cordolo in c.a. presente in corrispondenza della copertura. Lo schema di calcolo al quale fare riferimento risulta quindi quello di Fig. 13.2 e, nella ricerca del coefficiente α_0, è possibile considerare l'intera geometria di facciata dei macroelementi coinvolti nel cinematismo ed ipotizzare la formazione della cerniera cilindrica in corrispondenza della sezione di imposta del solaio intermedio. Nella seguente tabella sono riepilogati i dati riguardanti la geometria del sistema ed i carichi agenti sui corpi:

ELEVAZIONE		**1**	**2**
Geometria	Spessore della parete s_i [m]	0,50	0,35
	Altezza della parete (interpiano) h_i [m]	3,20	3,00
	Superficie della facciata (al netto delle aperture) [m^2]	10,20	10,40
	Area di influenza del solaio o archi-volte [m^2]	8,00	8,00
	Distanza verticale del baricentro della parete dal polo y_{Gi} [m]	1,70	1,50
	Braccio orizzontale del carico ai piani superiori d [m]	-	-
	Braccio orizzontale del carico del solaio a_i [m]	0,42	0,10
Azioni	Peso specifico della muratura γ [kN/m^3]	22,0	22,0
	Peso proprio della parete W_i [kN]	112,2	80,1
	Peso del solaio agente sulla parete P_{Si} [kN]	19,2	34,0
	Componente verticale spinta archi-volte F_{Vi} [kN]	-	-
	Componente orizzontale spinta archi-volte F_{Hi} [kN]	-	-
	Carico trasmesso da muri e solai ai piani superiori N [kN]	-	-
	Azione del tirante T [kN]	-	-

In casi come questo si osserva in genere che, in relazione all'entità del carico N dei piani superiori, il valore di α_0 decresce al crescere dell'altezza della sezione di frattura all'interno del secondo livello dell'edificio fino a raggiungere un minimo. L'analisi viene pertanto estesa alla ricerca del valore minimo del coefficiente α_0 al variare della localizzazione della cerniera cilindrica tra un insieme finito di posizioni possibili, valutate a partire dalla sezione alla quale risulta applicata l'azione del solaio intermedio. Distinguendo il caso in cui si fanno coincidere i due macroelementi coinvolti nel cinematismo con le pareti di piano terra e primo piano dell'edificio (caso A) da quello in cui si considerano variabili le dimensioni dei due corpi (caso B), si ottiene per il coefficiente sismico α_0:

FLESSIONE VERTICALE DI PARETE MONOLITICA		
A	Quota della cerniera cilindrica dalla base [m]	3,20
	Moltiplicatore di collasso α_0	**0,249**
B	Quota della cerniera cilindrica dalla base [m]	4,80
	Moltiplicatore di collasso α_0	**0,212**

Si osserva innanzitutto che la presenza nell'edificio di un solaio intermedio non collegato alla muratura determina, nonostante l'assenza dell'azione instabilizzante della volta a piano terra, una sensibile riduzione del coefficiente di collasso rispetto ai due casi dell'esempio precedente. Si nota poi che nel caso in esame, per le particolari condizioni di carico ipotizzate (in particolare per l'assenza dell'azione verticale trasmessa dalle murature e dai solai dei piani superiori), la sezione di frattura che determina l'attivazione del cinematismo di flessione verticale della parete si localizza ad una quota sensibilmente più elevata rispetto all'orizzontamento intermedio.

Inoltre, con particolare riferimento al caso B, l'aver considerato nel calcolo la geometria dell'intera parete ha portato a valutare un coefficiente di collasso lievemente superiore (circa del 4%) di quello che si sarebbe ottenuto analizzando una sola fascia muraria continua.

13.3.3 Flessione verticale di parete ad un piano a doppia cortina

Si considera, anche in questo caso, la parete di facciata di Fig. 13.6 in presenza di tiranti metallici in corrispondenza del primo livello ed un cordolo in c.a. a livello della copertura. Si suppone di poter considerare garantita l'ipotesi di efficace collegamento tra la struttura muraria e gli orizzontamenti ad ogni livello dell'edificio. Si ipotizza tuttavia che la parete sia costituita da due paramenti scollegati. L'edifico presenta una copertura a falde inclinate, realizzata a putrelle e tavelloni, non spingente ed una volta a botte gettata in gesso a piano terra gravante sulla parete di facciata. Date le condizioni di vincolo ipotizzate la ricerca del moltiplicatore di collasso α_0 è condotta considerando separatamente la prima e la seconda elevazione dell'edificio, secondo lo schema indicato in Fig. 13.4, e prendendo in esame il maschio murario compreso tra le bucature presenti in facciata. Risultano definiti la geometria del sistema ed i carichi agenti sui macroelementi:

ELEVAZIONE		**1**	**2**
Geometria	Spessore della cortina esterna s_{Ai} [m]	0,30	0,30
	Spessore della cortina interna s_{Bi} [m]	0,25	0,15
	Altezza della parete (interpiano) h_i [m]	3,20	3,00
	Lunghezza della parete (larghezza maschio) L [m]	1,10	1,10
	Profondità di competenza del solaio o archi-volte [m]	2,00	-
	Braccio verticale dell'azione di archi o volte h_{Vi} [m]	1,00	-
	Frazione carichi orizzontali trasmessi sulla cortina esterna ρ [%]	20	20
Azioni	Peso specifico della muratura γ [kN/m^3]	22,0	22,0
	Peso proprio della fascia verticale di cortina esterna W_{Ai} [kN]	23,2	21,8
	Peso proprio della fascia verticale di cortina interna W_{Bi} [kN]	19,4	10,9
	Azione verticale trasmessa sulla cortina esterna N_{Ai} [kN]	25,6	3,8
	Componente verticale della spinta di archi-volte F_{Vi} [kN]	18,5	-
	Componente orizzontale della spinta di archi-volte F_{Hi} [kN]	10,6	-

Nella tabella seguente sono illustrati i risultati ottenuti considerando la flessione verticale della cortina esterna a piano terra (caso A) ed al primo piano (caso B). Per ognuno dei due casi esaminati è indicato il valore minimo del moltiplicatore di collasso α_0 (valutato al variare della posizione della sezione di frattura lungo la parete) che determina l'attivazione del meccanismo e la corrispondente quota di formazione della cerniera cilindrica attorno alla quale ruotano i due macroelementi.

FLESSIONE VERTICALE DI PARETE A DOPPIA CORTINA		
A	Quota della cerniera cilindrica dalla base [m]	2,20
	Moltiplicatore di collasso minimo α_0	**0,486**
B	Quota della cerniera cilindrica dalla base [m]	2,34
	Moltiplicatore di collasso minimo α_0	**0,346**

Anche in questo caso l'aver considerato la struttura muraria costituita da paramenti scollegati determina una riduzione dei coefficienti di collasso che, stante la significatività del modello adottato, risultano comunque superiori al caso di flessione verticale di parete monolitica a due piani in cui la struttura muraria è più snella. Ancora una volta l'assenza di una significativa azione verticale sulla parete a primo piano (la copertura è applicata al solo paramento interno) produce valori di α_0 minori.

14 MECCANISMI DI FLESSIONE ORIZZONTALE

In questo capitolo sono descritti i meccanismi di flessione orizzontale di pareti vincolate ai muri ortogonali, come introdotto nel paragrafo 10.4. Vengono anche proposti esempi di applicazione a casi reali che consentono una miglior comprensione della metodologia illustrata e dei risultati ottenibili.

Il problema viene formulato distinguendo i casi di pareti a comportamento monolitico e a doppia cortina; sono anche considerate le diverse condizioni di confinamento, da parte delle strutture contigue, della parete interessata dal cinematismo.

14.1 FLESSIONE ORIZZONTALE DI PARETE MONOLITICA

Il meccanismo di flessione orizzontale di una facciata efficacemente vincolata alle pareti ortogonali e libera in sommità si manifesta per effetto delle azioni ortogonali al piano della stessa ed è caratterizzato dalla formazione di cunei di distacco (Fig. 14.1) costituiti da macroelementi che ruotano rigidamente, attorno a cerniere cilindriche poste alla loro base, fino al collasso della parete.

Se le azioni fuori piano della parete non attivano il ribaltamento della stessa a causa delle condizioni di vincolo, per esempio per tiranti agli estremi dalle tesa muraria che risulta libera nella zona centrale, si instaura nella facciata un *effetto arco orizzontale* (Fig. 14.2). In tal modo le azioni sismiche, dovute all'inerzia dei corpi coinvolti, e statiche, provocate da eventuali elementi spingenti alla sommità della struttura muraria, vengono riportate agli estremi della stessa attraverso un percorso di sollecitazioni che descrive un *arco di scarico* nello spessore della parete. Le risultanti di tali azioni, in corrispondenza dell'innesto dei tiranti, si possono considerare scomposte in una componente *T*, ortogonale alla parete, ed una componente *H*, ortogonale ai muri di controvento. E' necessario verificare preliminarmente che i vincoli siano in grado di sopportare la componente *T*. In relazione alla capacità della struttura di contrastare la spinta *H* dell'arco di scarico si definiscono due differenti modalità di collasso della struttura muraria e quindi due diverse procedure di analisi.

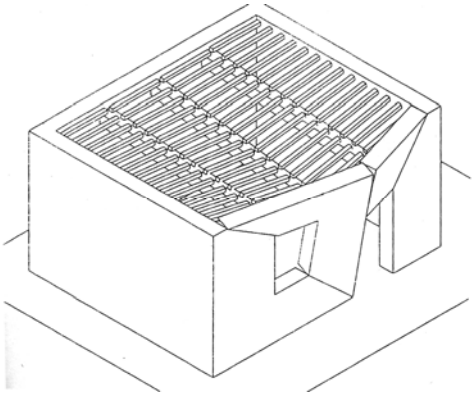


Fig. 14.1– Meccanismo di flessione orizzontale (Gurrieri, 1999)

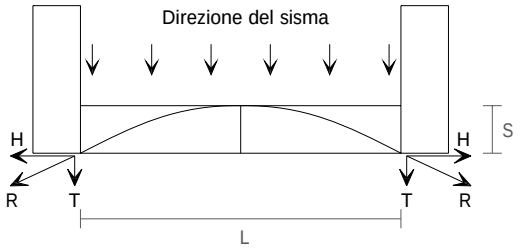


Fig. 14.2– Effetto arco orizzontale

Se la parete di facciata non risulta efficacemente confinata nei confronti degli spostamenti paralleli al piano della stessa (poiché appartiene ad esempio ad edifici isolati o d'angolo) l'allontanamento dei muri di controvento, dovuto alla spinta *H*, determina l'instabilità della catena cinematica costituita dai corpi coinvolti nel meccanismo ed il conseguente collasso. In questi casi la valutazione del moltiplicatore α dei carichi orizzontali che attiva il cinematismo descritto può essere valutato con l'equazione dei lavori virtuali, analogamente a quanto già fatto nei meccanismi labili precedentemente esaminati.

L'altro caso invece riguarda la parete efficacemente confinata poiché trattenuta dalla continuità della tesa muraria: è questo il caso in cui la facciata appartiene ad una cella interclusa in una schiera. Il corrispondente meccanismo si può manifestare con la formazione di cerniere plastiche dovute alla crisi del materiale. La condizione appena descritta prevede che le spinte dell'arco siano completamente

bilanciate dalle pareti contigue e che lo stato di sollecitazione nello spessore della parete in esame determini la possibilità di schiacciamento della muratura soggetta a sforzi di compressione, in chiave ed alle reni dell'arco ideale, con conseguente attivazione del meccanismo. In tal caso l'analisi procede attraverso la valutazione dello stato tensionale che si genera nella muratura all'applicazione dei carichi agenti sul sistema ed il confronto con la tensione di riferimento a rottura del materiale. Si illustrano di seguito i metodi proposti nei due differenti casi, con riferimento alle pareti monolitiche.

14.1.1 Cinematismo di flessione orizzontale di parete monolitica non confinata

Nel caso di parete non efficacemente confinata nei riguardi degli spostamenti nel piano della stessa, il meccanismo di flessione orizzontale può essere schematicamente descritto come in Fig. 14.3 e Fig. 14.4; il fenomeno è caratterizzato dal rigonfiamento dalla parete investita dal sisma e dalla rotazione dei muri laterali per effetto della spinta dell'*arco orizzontale*. Il relativo cinematismo di collasso prevede la formazione di macroelementi cuneiformi che si separano dalla struttura muraria lungo cerniere cilindriche, oblique e verticali, attorno alle quali ruotano fino al collasso.

La definizione dei macroelementi interessati dal cinematismo è sensibilmente condizionata dalla presenza di aperture nella parete. Nel caso di parete priva di aperture la porzione di muratura espulsa verso l'esterno per effetto del meccanismo ad arco orizzontale ha un profilo di tipo parabolico, schematizzabile con due cunei triangolari. La particolare conformazione dei due macroelementi di distacco è dovuta al fatto che l'effetto arco varia lungo l'altezza della parete diminuendo di luce dall'alto verso il basso. La ragione di ciò è da ricercarsi nell'incremento di carico verticale che si ha all'aumentare della distanza dal lembo superiore della parete e nell'instaurarsi lungo superfici orizzontali di contatto di una reazione di tipo attritivo che produce il decremento delle forze *T* ed *H*.

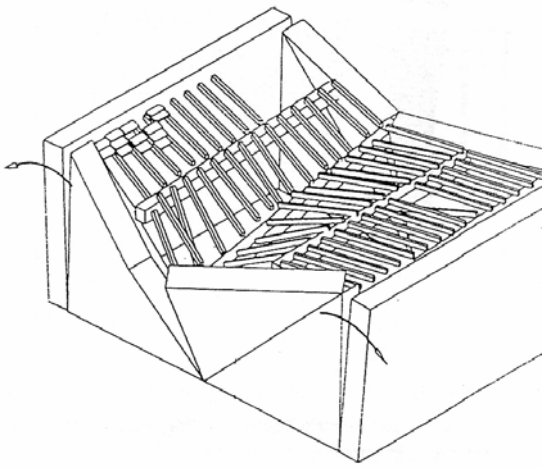


Fig. 14.3 – Flessione orizzontale in parete non confinata (Gurrieri, 1999)

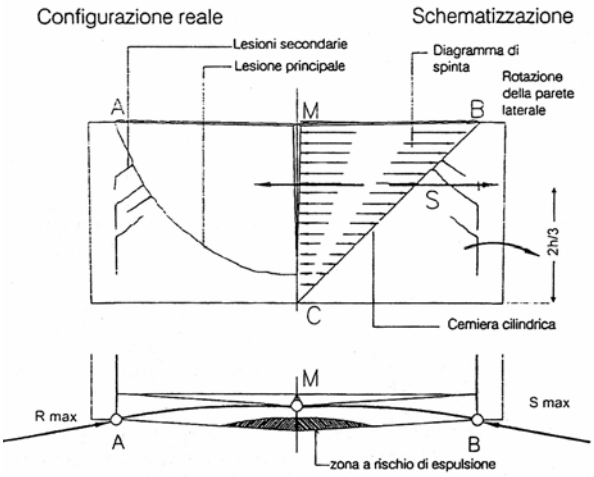


Fig. 14.4 – Formazione dei cunei triangolari di distacco (Gurrieri, 1999)

Poiché il carico verticale comprime i blocchi costituenti la struttura muraria l'uno contro l'altro sulle superfici di appoggio, gli effetti dell'azione sismica orizzontale devono vincere l'attrito che la compressione instaura tra le superfici e si riducono perciò con la quota. La resistenza allo scorrimento è legata alle dimensioni dei blocchi che costituiscono la muratura ed in generale alla qualità della tipologia muraria in esame. Si osserva che generalmente al diminuire della qualità muraria aumentano le dimensioni del cuneo di distacco ed in particolare la sua altezza (Avorio e Borri, 2002).

Quando invece nella parete sono presenti aperture allineate in prossimità della parte alta, allora la definizione dei macroelementi di collasso è significativamente condizionata delle stesse e generalmente coinvolge la fascia muraria del soprafinestra.

Se l'edificio ha già subito gli effetti di un sisma ed evidenzia l'attivazione di un meccanismo di flessione orizzontale, la definizione dello schema per la valutazione del moltiplicatore di collasso è più

semplice, potendo fare direttamente riferimento alla geometria definita dal quadro fessurativo. Se invece l'edificio non manifesta dissesti ed in presenza di buon ammorsamento lungo i cantonali, la definizione della geometria del cinematismo più probabile non è immediata. Occorre quindi calcolare i moltiplicatori di collasso corrispondenti a geometrie di tentativo, assumendo il minore come valore di α_0 da associare all'attivazione del meccanismo relativo.

La definizione del modello per l'analisi richiede l'introduzione di qualche semplificazione per rendere più agevole la procedura di valutazione del coefficiente α_0. Come anzidetto, il meccanismo di collasso (Fig. 14.4) prevede la formazione di due cerniere cilindriche oblique ed una verticale che delimitano i macroelementi. Ciascuno dei due corpi individuati, in condizioni prossime al collasso, può ruotare attorno ad ognuna di tali cerniere oblique ed entrambi ruotano reciprocamente rispetto alla verticale che li separa. In tale cinematismo i punti appartenenti ai due corpi subiscono spostamenti definiti da: una componente in direzione parallela al piano della parete, che tende ad allontanare i due macroelementi; una in direzione verticale rivolta verso l'alto; una componente in direzione ortogonale alla parete che evidenzia il ribaltamento. Le azioni che si oppongono a tali spostamenti sono rappresentate dalla reazione alla spinta *H* dell'arco orizzontale, ad opera dei muri di controvento, e dall'effetto stabilizzante dei carichi verticali.

Gli effetti degli spostamenti in direzione verticale risultano però meno significativi rispetto a quelli che si manifestano nella direzione del piano della parete, che, a causa dell'interazione tra i due corpi, si cumulano nel moto di allontanamento reciproco dei due macroelementi. Si considera perciò legittimo trascurarli. La semplificazione consente l'esame del problema piano di Fig. 14.5, riferito al piano rispetto al quale avviene la flessione orizzontale della struttura muraria, evitando l'analisi di un problema spaziale. La distribuzione dei carichi, per individuare il centro di massa di ciascun corpo, tiene però conto della reale geometria spaziale dei macroelementi.

In molti casi, poi, l'ipotesi di assimilare il problema piano a quello spaziale è pienamente confermata dall'andamento pressoché verticale delle cerniere cilindriche: è frequente il caso in cui il cinematismo interessa le fasce di muratura di sottotetto in relazione alla presenza di aperture allineate. Inoltre, come illustrato nel seguito, in alcuni meccanismi similari, come ad esempio quello di sfondamento della parete del timpano (vedi paragrafo 14.3), l'azione stabilizzante dei carichi verticali risulta più significativa rispetto al contenimento laterale esercitato dalla parete di facciata; in questi casi occorre quindi studiare il corrispondente cinematismo spaziale.

Una volta definito lo schema al quale fare riferimento si valutano dimensioni e geometria dei macroelementi. Risultano inoltre definite le condizioni di vincolo (Fig. 14.5) ed i carichi agenti sul sistema, rappresentati dalle azioni orizzontali, dovute al sisma oppure a spinte statiche, e dall'azione di contenimento *H* dei muri di controvento.

Come per i casi precedenti, il moltiplicatore α_0 delle forze orizzontali che determina l'attivazione del cinematismo è valutato applicando il principio dei lavori virtuali in termini di spostamenti.

Si procede quindi al calcolo degli spostamenti virtuali dei punti di applicazione delle forze assegnando una rotazione virtuale unitaria $\psi = -1$ al corpo 1, così come indicato in Fig. 14.5 dove:

- W_i è il peso proprio del macroelemento *i*-esimo;
- P_{Vi1} rappresenta l'*i*-esimo carico verticale trasmesso in testa al macroelemento 1;
- P_{Vi2} rappresenta l'*i*-esimo carico verticale trasmesso in testa al macroelemento 2;
- P_{Hi1} è l'*i*-esima spinta statica trasmessa dalla copertura in testa al corpo 1;
- P_{Hi2} è l'*i*-esima spinta statica trasmessa dalla copertura in testa al corpo 2;
- *H* rappresenta il valore massimo della reazione sopportabile dalla parete, o dalle pareti, di controvento oppure dall'eventuale tirante orizzontale;
- *s* è lo spessore della parete;
- L_i è la lunghezza del macroelemento *i*-esimo;
- d_{i1} è la distanza orizzontale del punto di applicazione dell'*i*-esimo carico che agisce in testa al corpo 1 rispetto al proprio polo di riduzione (cerniera in A);
- d_{i2} è la distanza orizzontale del punto di applicazione dell'*i*-esimo carico che agisce in testa al corpo 2 rispetto al proprio polo di riduzione (carrello in B);
- x_{Gi} è la distanza orizzontale del baricentro del corpo *i*-esimo dal proprio polo di riduzione.

Imponendo le condizioni di congruenza degli spostamenti virtuali dei due macroelementi, si possono determinare i parametri di spostamento generalizzato che permettono di descrivere il cinematismo. Si fissano come poli di riduzione rispettivamente i punti A per il corpo 1 e B per il corpo 2, e si definiscono le condizioni di congruenza:

(14.1) $u_A = 0\,;\; v_A = 0\,;\; \vartheta_1 = -1\,;\; v_B = 0$

Ricordando la formula generale dello spostamento (9.8) ed imponendo le ulteriori condizioni di congruenza in C, $u_{C1} = u_{C2}\,; v_{C1} = v_{C2}$, si ricava:

$$\begin{cases} u_{C1} = s \\ v_{C1} = -L_1 \end{cases} \text{ e } \begin{cases} u_{C2} = u_B - \varphi s \\ v_{C2} = -\varphi L_2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \varphi = L_1 / L_2 \\ u_B = s\left(1 + L_1 / L_2\right) \end{cases}$$

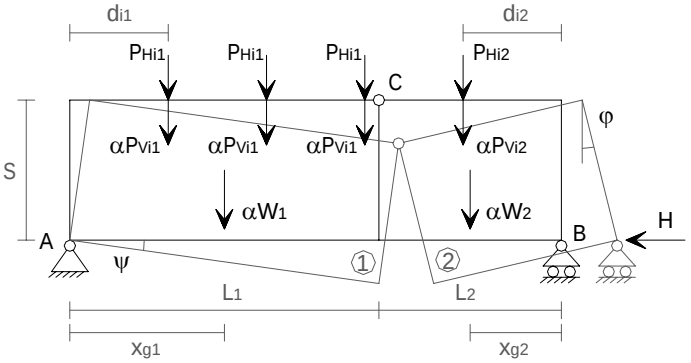


Fig. 14.5 – Schema di calcolo

Si determinano infine gli spostamenti generalizzati del sistema di corpi rigidi:

(14.2) $\left(u_{01}; v_{01}; \vartheta_1\right) = \left(u_A; v_A; \psi\right) = \left(0; 0; -1\right)$ e $\left(u_{02}; v_{02}; \vartheta_2\right) = \left(u_B; v_B; \varphi\right) = \left(s\left(1 + L_1/L_2\right); 0; L_1/L_2\right)$

Gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione delle forze agenti sul sistema nella rispettiva direzione di azione, con le convenzioni della (9.1) (attenzione: per l'orientamento degli assi nella figura qui si indica con δ_y quello che nella (9.1) è δ_x), valgono:

(14.3) $\delta_{1y} = x_{G1} \qquad \delta_{2y} = \dfrac{L_1}{L_2} x_{G2} \qquad \delta_{Pi1y} = d_{i1} = -\delta_{hi1} \qquad \delta_{Pi2y} = \dfrac{L_1}{L_2} d_{i2} = -\delta_{hi2} \qquad \delta_{Hx} = s\left(1 + \dfrac{L_1}{L_2}\right)$

L'equazione dei lavori virtuali è:

(14.4) $$\alpha \cdot \left[W_1 \delta_{1y} + W_2 \delta_{2y} + \sum_i P_{Vi1} \delta_{Pi1y} + \sum_i P_{Vi2} \delta_{Pi2y} \right] + \sum_i P_{Hi1} \delta_{Pi1y} + \sum_i P_{Hi2} \delta_{Pi2y} - H \delta_{Hx} = 0$$

Il lavoro virtuale delle componenti di spinta statica della copertura in testa alla parete è assunto di segno positivo in quanto gli spostamenti virtuali dei relativi punti di applicazione sono di verso concorde con le P_{Hij} (v. (9.1)). Dall'espressione precedente si ricava:

$$\alpha \left[W_1 x_{G1} + W_2 \frac{L_1}{L_2} x_{G2} + \sum_i P_{Vi1} d_{i1} + \sum_i P_{Vi2} \frac{L_1}{L_2} d_{i2} \right] = H\, s\left(1 + \frac{L_1}{L_2}\right) - \sum_i P_{Hi1} d_{i1} - \sum_i P_{Hi2} \frac{L_1}{L_2} d_{i2}$$

Il moltiplicatore di collasso $\alpha = \alpha_0$ vale perciò:

(14.5) $$\alpha = \frac{H\, s\left(1 + \dfrac{L_1}{L_2}\right) - \sum_i P_{Hi1}\, d_{i1} - \sum_i P_{Hi2} \dfrac{L_1}{L_2} d_{i2}}{W_1\, x_{G1} + W_2 \dfrac{L_1}{L_2} x_{G2} + \sum_i P_{Vi1}\, d_{i1} + \sum_i P_{Vi2} \dfrac{L_1}{L_2} d_{i2}}$$

L'applicazione della formulazione proposta prevede la valutazione del termine H rappresentativo della resistenza offerta dalle pareti di controvento in collaborazione con altri eventuali dispositivi in grado di sopportare la spinta orizzontale dell'arco (ad esempio tiranti metallici o cordoli). A tal fine si può fare ricorso al semplice schema di Fig. 14.6 che rappresenta una porzione del muro di controvento al quale è vincolata la parete di Fig. 14.5, ortogonale a questa. La forza limite H viene calcolata considerando le condizioni di equilibrio limite al ribaltamento della parete di controvento.

I momenti stabilizzante e ribaltante rispetto al polo A valgono rispettivamente:

(14.6) $$M_{S(A)} = W\frac{s_c}{2} + F_V d_V + P_S d + Th$$

(14.7) $$M_{R(A)} = H\,h_H + F_H\,h_V + P_H\,h$$

Uguagliando i due si ottiene:

(14.8) $$H = (W\frac{s_c}{2} + F_V\,d_V + P_S\,d + T\,h - F_H\,h_V - P_H\,h)\Big/h_H$$

Nelle precedenti espressioni i termini assumono il consueto significato, con pesi e azioni trasmesse dagli orizzontamenti valutati prefissando una adeguata lunghezza, dipendente dalle condizioni della muratura, della parete di controvento chiamata a sopportare la spinta. Si noti che nell'equazione di equilibrio non compaiono i termini legati all'inerzia dei carichi verticali essendo l'azione sismica parallela allo stesso controvento.

L'altezza $h_H = h - \theta b$ viene calcolata dopo aver fissato l'altezza b dei corpi interessati dal cinematismo. Il parametro θ vale 0,5 per fascia muraria rettangolare e 0,33 se la massa coinvolta è triangolare.

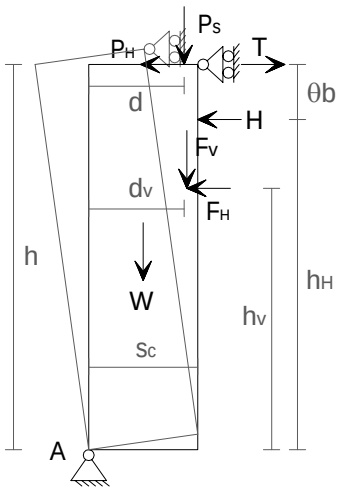


Fig. 14.6 – Schema di calcolo

14.1.2 Cinematismo di flessione orizzontale di parete monolitica efficacemente confinata

Il meccanismo di flessione orizzontale di parete monolitica vincolata alle strutture murarie ad essa ortogonali ed efficacemente confinata nei confronti degli spostamenti in direzione parallela al piano della parete stessa è riscontrabile frequentemente nei centri storici per le murature di facciata di celle intercluse in edifici a schiera e trattenute da tiranti metallici. Il meccanismo è favorito dalla presenza di elementi spingenti in testa alla struttura muraria (coperture spingenti) ed impegna la resistenza fuori dal piano della parete investita dal sisma attraverso l'instaurarsi di un effetto arco orizzontale nello spessore della stessa.

Quando la parete interessata dal meccanismo risulta efficacemente confinata, la spinta H che si manifesta alle imposte dell'arco di scarico risulta completamente bilanciata dalle pareti contigue. Anche qui si deve preliminarmente verificare la capacità dei vincoli si sopportare la componente T, per escludere la possibilità di ribaltamento. In queste condizioni il meccanismo di flessione orizzontale si attiva quando lo schiacciamento della muratura, dovuto allo stato di sollecitazione che nasce nella parete ad opera delle azioni ad essa ortogonali, determina la formazione di cerniere plastiche e quindi l'attivazione del cinematismo. L'analisi consiste quindi nel verificare lo stato tensionale della muratura per valutare le condizioni di carico che determinano la rottura del materiale in corrispondenza delle zone in cui la parete è soggetta a forti tensioni di compressione.

Si prende in esame una fascia di muratura di altezza b (generalmente la fascia del soprafinestra) e spessore s compresa tra due tiranti posti ad una distanza L (Fig. 14.7) assumendo le seguenti ipotesi:

- muratura a comportamento isotropo non resistente a trazione;
- formazione di cerniere plastiche in mezzeria ed in prossimità dei tiranti;
- cinematismo di collasso con due blocchi rigidi e centro di rotazione in mezzeria;
- curva delle pressioni nella muratura con profilo parabolico e freccia massima in mezzeria;
- diagramma delle tensioni per la muratura di tipo rettangolare;
- tensione a rottura della muratura pari a σ_r.

I carichi applicati all'elemento strutturale sono rappresentati dalle azioni sismiche dovute all'inerzia della fascia di muratura e del solaio, o della copertura su di essa gravante, e da eventuali spinte statiche determinate da coperture spingenti.

In Fig. 14.7 sono rappresentati:

- $p = \gamma b s + p_S l$ è il carico verticale applicato all'elemento murario per unità di lunghezza, con: γ peso specifico della muratura, b altezza della fascia, s spessore della parete, p_S carico trasmesso dal solaio o dalla copertura per metro quadro, l profondità dell'area di influenza del solaio (o lunghezza dell'orizzontamento gravante sulla parete);
- p_H è l'eventuale componente orizzontale, per unità di lunghezza, dell'azione statica trasmessa dalla copertura spingente;
- F_H è l'eventuale componente orizzontale, concentrata, dell'azione statica trasmessa dalla copertura spingente;
- f è la freccia dell'arco.

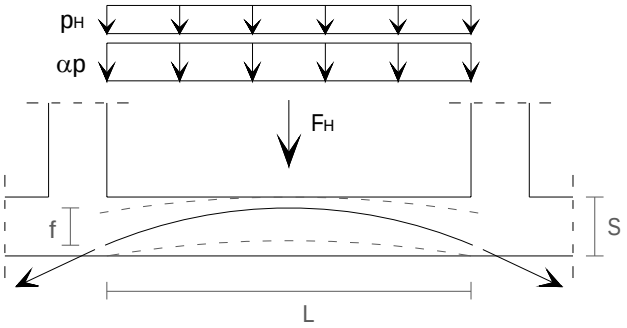


Fig. 14.7 – Schema di calcolo

Al variare del moltiplicatore α varia l'andamento della curva delle pressioni all'interno dello spessore murario, e quindi la freccia f.

Risulta anche incognita l'altezza $2u$ della sezione reagente (Fig. 14.9).

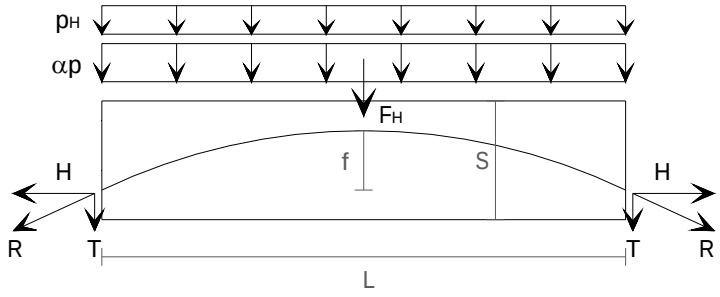


Fig. 14.8 – Arco di scarico nella muratura

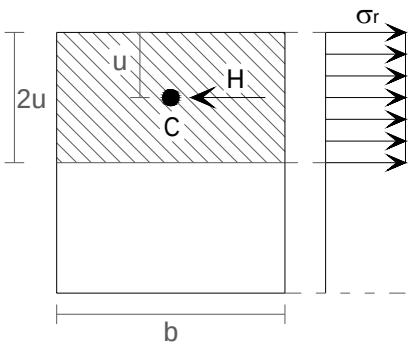


Fig. 14.9 – Sezione di mezzeria

In condizioni limite, con formazione di cerniere plastiche in mezzeria e alle sezioni di imposta dell'arco, risulta:

$$H = \frac{(\alpha p + p_H) L^2 + 2F_H L}{8 f} \tag{14.9}$$

La forza normale massima sopportabile dalla sezione vale:

$$H_u = 2\sigma_r u b \tag{14.10}$$

Dall'uguaglianza tra (14.9) e (14.10) e supponendo $u = (s - f)/2$ si ricava:

$$\alpha = \frac{16\sigma_r u b (s - 2u)}{pL^2} - \frac{p_H L + 2F_H}{pL} \tag{14.11}$$

La freccia f e l'altezza $2u$ della sezione reagente dipendono dal carico orizzontale e dalla resistenza della muratura, oltre che dalla geometria della parete. In ogni caso il moltiplicatore α non può superare il valore massimo:

(14.12) $$\alpha_{max} = \frac{2\sigma_r s^2 b}{pL^2} - \frac{p_H L + 2F_H}{pL}$$

che si ha in corrispondenza di $u = s/4$. E' in realtà opportuno stimare il moltiplicatore effettivo considerando più valori di u e tenendo presente che, di solito, valori di u più bassi corrispondono a resistenze ultime della muratura più alte.

14.2 FLESSIONE ORIZZONTALE DI PARETE A DOPPIA CORTINA

Quando la parete è costituita da due paramenti l'analisi può essere condotta con gli stessi criteri già utilizzati nel caso di flessione verticale di parete a doppia cortina (paragrafo 13.2).

In assenza di confinamento il moltiplicatore è calcolabile ignorando l'interazione tra i due paramenti, osservando che il cinematismo interessa spesso la sola cortina esterna: è sufficiente in tal caso utilizzare la (14.5) con i dati del paramento esterno.

In presenza di confinamento il moltiplicatore di collasso è invece calcolabile fissando una quota delle azioni che il paramento interno trasferisce a quello esterno (paragrafo 14.2.2), tenendo presenti le difficoltà di un inquadramento rigoroso del fenomeno.

Allo stesso modo si possono considerare anche situazioni in cui la muratura è di scarsa qualità; le tensioni di trazione che nascono sulla faccia esterna del muro possono determinare l'espulsione di materiale senza che l'arco di scarico possa interessare l'intero spessore murario. Anche la presenza di aperture ricavate nello spessore della parete, ad esempio per l'alloggio di canne fumarie, comporta la diminuzione della freccia dell'arco, con conseguente aumento degli sforzi alle imposte.

14.2.1 Cinematismo di flessione orizzontale di parete a doppia cortina non confinata

Si esamina il cinematismo di flessione orizzontale di parete a doppia cortina non efficacemente confinata dalle murature di controvento e soggetta alle azioni ortogonali al proprio piano. Sono valide le ipotesi e le osservazioni generali già illustrate per il meccanismo di flessione orizzontale di parete monolitica non confinata.

Se si ipotizza in questo caso un cinematismo che interessa entrambi i paramenti il moltiplicatore è valutato con la relazione:

(14.13) $$\alpha = \frac{H\, s_A (1 + \frac{L_1}{L_2}) - \sum_i P_{Hi1}\, d_{i1} - \sum_i P_{Hi2} \frac{L_1}{L_2} d_{i2}}{(W_{1A} + W_{1B})\, x_{G1} + (W_{2A} + W_{2B}) \frac{L_1}{L_2} x_{G2} + \sum_i P_{Vi1}\, d_{i1} + \sum_i P_{Vi2} \frac{L_1}{L_2} d_{i2}}$$

I simboli utilizzati nella (14.13), dove P_H e P_V indicano le risultanti delle corrispondenti grandezze riferite ai paramenti A e B, sono indicati nello schema di Fig. 14.10.

Qualora si ritiene opportuno ipotizzare un cinematismo che interessa il solo paramento esterno, è consentito utilizzare ancora la (14.13) con i soli dati della cortina A.

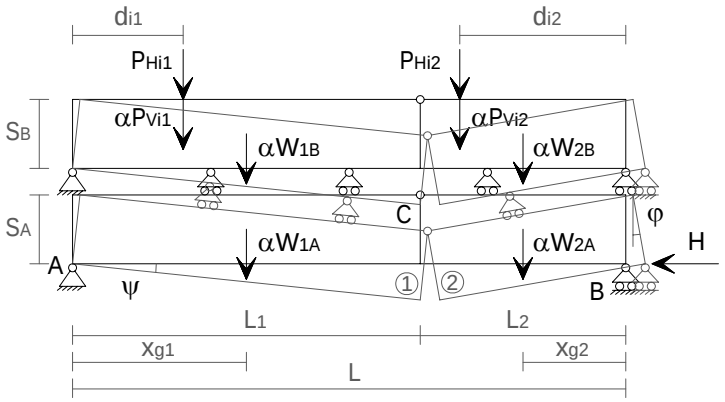


Fig. 14.10 – Schema di calcolo

14.2.2 Cinematismo di flessione orizzontale di parete a doppia cortina efficacemente confinata

Nel caso di cella interclusa e fissando l'attenzione sul solo paramento esterno, si può seguire lo stesso procedimento adottato per pareti monolitiche efficacemente confinate, prendendo eventualmente in considerazione l'interazione tra i due paramenti. A causa della impossibilità di una descrizione rigorosa dell'interazione vengono utilizzati due coefficienti, ρ e ρ_H, che rappresentano rispettivamente le quote delle forze d'inerzia trasmesse dal paramento interno a quello esterno, e delle azioni statiche orizzontali sopportate da quest'ultimo.

(14.14)
$$\alpha = \frac{16\sigma_r ub\left(s_A - 2u\right)}{\left(p_A + \rho p_B\right)L^2} - \frac{\rho_H\left(p_H L + 2F_H\right)}{\left(p_A + \rho p_B\right)L}$$

14.3 MECCANISMO DI SFONDAMENTO DELLA PARETE DEL TIMPANO

Lo sfondamento della parete del timpano attiva un meccanismo di flessione orizzontale caratterizzato dall'individuazione di macroelementi cuneiformi che ruotano attorno a cerniere cilindriche oblique (Fig. 14.11).

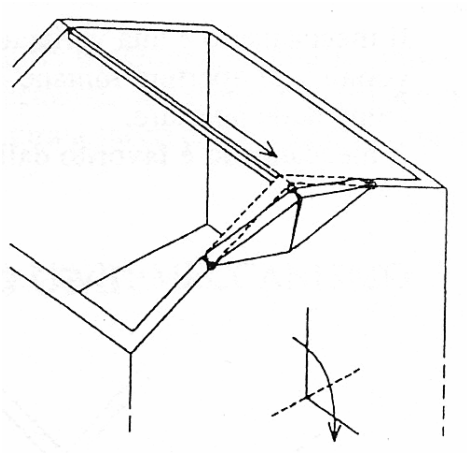


Fig. 14.11 – Meccanismo di sfondamento della parete del timpano (Foto da: MEDEA – *Papa e Zuccaro,* 2001)

Il meccanismo in questione è associato all'assenza di collegamenti adeguati tra la struttura muraria del timpano e la copertura che poggia su questa; è provocato dall'azione ciclica di martellamento della trave di colmo che determina la formazione dei macroelementi di distacco e la conseguente rotazione degli stessi attorno alle cerniere oblique. Una condizione che favorisce l'innescarsi del meccanismo è la presenza di una trave di colmo di notevoli dimensioni che, in fase sismica, trasmette una elevata spinta alla parete determinando l'instaurarsi delle condizioni di instabilità.

Il meccanismo di sfondamento della parete del timpano può essere associato a diverse geometrie dei macroelementi coinvolti, in relazione alla presenza di aperture in prossimità della copertura e della qualità muraria, ed uno o entrambi i paramenti nel caso di parete a doppia cortina. In particolare, la presenza di aperture nella parete del timpano influisce sulla progressione del cinematismo, poiché condiziona la definizione dei macroelementi che tendono a coinvolgere la porzione di parete al di sopra di queste. La qualità della muratura poi, come discusso relativamente ai meccanismi di flessione orizzontale, influisce sulle dimensioni dei cunei di distacco che, in relazione alle migliori o peggiori caratteristiche dei materiali impiegati ed alla loro tessitura, coinvolgono porzioni maggiori o minori della parete considerata.

Anche in questo caso se la struttura da esaminare ha già subito gli effetti di un sisma si può giungere agevolmente alla definizione dello schema di calcolo a cui fare riferimento attraverso la lettura del quadro dei dissesti rilevati. Quando invece la struttura risulta integra ma le condizioni di assenza di collegamento della parete del timpano alla copertura e la presenza di travi di colmo di notevoli dimensioni fanno supporre la possibilità di attivazione di un meccanismo di questo tipo, bisogna ipotizzare diverse geometrie dei macroelementi e valutare il minore tra i moltiplicatori di collasso corrispondenti.

Per definire la geometria dei corpi coinvolti nel cinematismo è necessario fissare l'angolo di inclinazione β delle cerniere oblique rispetto all'orizzontale. Si osserva a tale riguardo che più l'angolo β risulta ridotto tanto più il meccanismo di sfondamento della parete del timpano può essere assimilato ad un meccanismo di ribaltamento semplice attorno ad una cerniera cilindrica orizzontale alla sua base. Al contrario, quanto più le cerniere cilindriche assumono un andamento verticale tanto più il cinematismo in questione si avvicina a quello di flessione orizzontale secondo la schematizzazione piana adottata nei casi già visti e rappresentata in Fig. 14.5.

In generale tutti i casi intermedi risultano dalla combinazione delle due situazioni precedenti e sono analizzabili ricorrendo allo studio del cinematismo spaziale che prevede la rotazione rigida dei cunei di distacco attorno alle cerniere cilindriche oblique (Fig. 14.12).

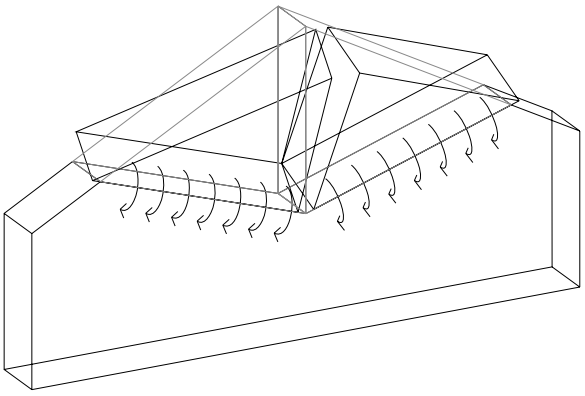


Fig. 14.12 – Evoluzione del cinematismo

Ipotizzando condizioni di simmetria dei carichi agenti sugli elementi strutturali interessati, si considera il problema simmetrico rispetto alla verticale passante per il colmo della parete del timpano (Fig. 14.13). Si ipotizza, anche, che sia possibile trascurare l'effetto di contenimento che si oppone all'allontanamento reciproco dei due macroelementi nel loro moto rigido.

Si definiscono in primo luogo i sistemi di riferimento di Fig. 14.13, con origini O_1 per il corpo 1 ed O_2 per il corpo 2 coincidenti con il vertice A del cuneo. Gli assi z_1 e z_2 coincidono con le cerniere cilindriche attorno alle quali ruotano rigidamente i due macroelementi. Gli assi y_i, perpendicolari al piano della parete, sono entranti in essa e coincidenti per i due corpi. Gli assi x_1 ed x_2, perpendicolari agli assi z_i, appartengono al piano della parete e completano la definizione di due terne destrorse.

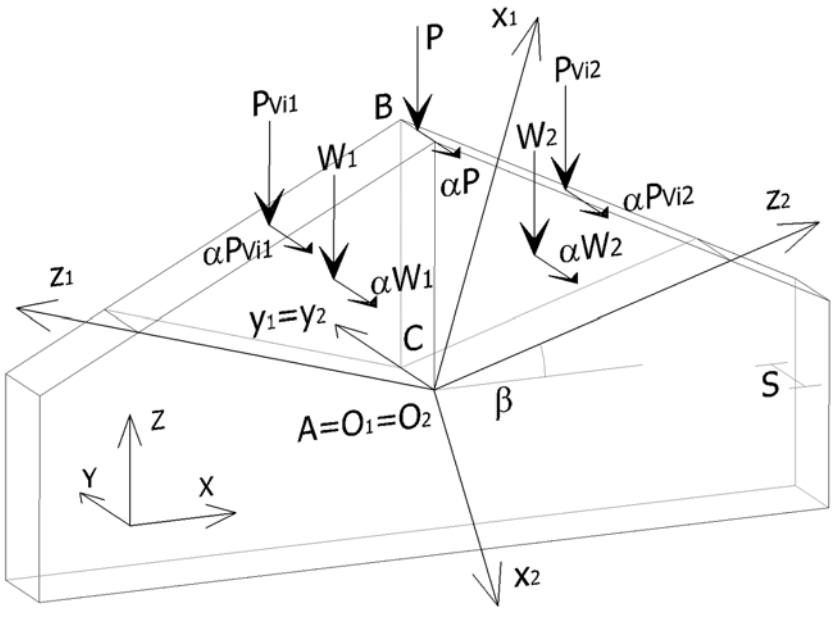


Fig. 14.13 – Schema di calcolo

Si definisce poi un sistema di riferimento globale esterno per i due corpi con assi *X* orizzontale e *Z* verticale appartenenti al piano della parete ed *Y* ortogonale ad esso (Fig. 14.13).

Nella definizione delle condizioni di vincolo si osserva poi che, per l'ipotesi di simmetria del sistema di forze e di spostamenti e di comportamento rigido degli elementi strutturali, occorre considerare la presenza di una cerniera nel punto C, dove i due corpi restano in contatto (Fig. 14.13); si

ammette anche la possibilità che i due macroelementi considerati possano subire degli scorrimenti lungo le cerniere cilindriche nella direzione degli assi z_i. In effetti, nel moto di rotazione rigida dei due macroelementi attorno al proprio asse, ciascun punto appartenente ad ognuno di essi subisce spostamenti che possono essere descritti da componenti in direzione x_i ed y_i del rispettivo sistema di riferimento locale. In particolare la componente in direzione y_i, che coincide nei due riferimenti locale e globale, definisce l'avanzamento di ciascun punto nel moto di ribaltamento; la componente x_i, che può essere scomposta nelle direzioni orizzontale X e verticale Z del riferimento globale, descrive il sollevamento di ciascun punto e l'allontanamento reciproco dei due corpi rispetto all'asse di simmetria. Quest'ultimo effetto del moto rigido dei due corpi può essere considerato appunto ipotizzando lo scorrimento degli stessi lungo le cerniere cilindriche oblique.

In Fig. 14.13:

- W_i è il peso proprio del macroelemento i-esimo;
- P è il carico trasmesso dalla trave di colmo;
- P_{Vij} rappresenta l'i-esimo carico verticale trasmesso in testa al macroelemento j-esimo;
- s è lo spessore della parete del timpano;
- β è l'inclinazione della sezione di frattura che individua il macroelemento rispetto all'orizzontale (inclinazione delle cerniere cilindriche oblique);
- d_P è l'arretramento del punto di applicazione del carico trasmesso dalla trave di colmo rispetto alla superficie esterna della parete del timpano;
- d_{ij} è l'arretramento del punto di applicazione dell'i-esimo carico verticale in testa al macroelemento j-esimo rispetto alla superficie esterna della parete del timpano;
- x_{Gi} è la distanza, misurata lungo l'asse locale x_i, del baricentro del macroelemento i-esimo rispetto al proprio polo (punto A);
- x_P è la distanza, misurata lungo l'asse locale x_1, del colmo della parete rispetto al punto A;
- x_{PVij} è la distanza, misurata lungo l'asse locale x_j, del punto di applicazione della i-esima forza verticale applicata in testa al macroelemento j-esimo rispetto al proprio polo (punto A).

Si procede quindi alla definizione del problema cinematico virtuale del sistema di corpi rigidi, assegnando una rotazione virtuale unitaria $\psi = -1$ al corpo 1 attorno al proprio asse di rotazione z_1. Con riferimento alla teoria del primo ordine, indicati con u_{Pi}, v_{Pi} e w_{Pi} gli spostamenti del generico punto P nelle direzioni x_i, y_i e z_i rispettivamente, utilizzando anche le condizioni di congruenza in corrispondenza della cerniera C e la simmetria delle traslazioni lungo Y del punto B, si ha:

$$\begin{cases} u_{C1} = s \\ v_{B1} = -x_{B1} \\ w_{C1} = w_{A1} \end{cases} \text{ e } \begin{cases} u_{C2} = u_{A2} - \varphi s \\ v_{B2} = -\varphi x_{B1} \\ w_{C2} = w_{A2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} u_{A2} = 0 \\ \varphi = 1 \\ w_{A1} = w_{A2} = s\tan\beta \end{cases}$$

L'entità dello scorrimento dei due macroelementi ($w_{A1} = w_{A2}$) lungo le cerniere cilindriche z_i è definito sulla base alle condizioni geometriche che descrivono l'entità dell'allontanamento dei punti A_1 ed A_2 di ciascun corpo dall'asse di simmetria. Le componenti di rotazione ϑ_{xi} e ϑ_{yi} attorno agli assi x_i ed y_i, rispettivamente, sono nulle perché le cerniere cilindriche consentono rotazioni intorno a z_i. Inoltre, i poli dei due macroelementi A_1 ed A_2 , che appartengono agli assi x_i ed y_i, subiscono solo spostamenti in direzione z_i. Risultano pertanto definiti i seguenti parametri di spostamento generalizzato:

$$\begin{aligned} U_1 &= \left(u_{01}; v_{01}; w_{01}; \vartheta_{x1}; \vartheta_{y1}; \vartheta_{z1}\right) = \left(u_{A1}, v_{A1}, w_{A1}, 0, 0, \psi\right) = \left(0; 0; (s\tan\beta); 0; 0; -1\right) \\ U_2 &= \left(u_{02}; v_{02}; w_{02}; \vartheta_{x2}; \vartheta_{y2}; \vartheta_{z2}\right) = \left(u_{A2}, v_{A2}, w_{A2}, 0, 0, \varphi\right) = \left(0; 0; (s\tan\beta); 0; 0; 1\right) \end{aligned} \tag{14.15}$$

Gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione delle forze agenti sul sistema nella rispettiva direzione di azione espressi nel sistema di riferimento globale, al quale sono riferite anche le azioni, valgono:

$$
\begin{aligned}
&\delta_{1x1} = s/2 \Rightarrow \delta_{1Z} = (s/2)\cos\beta; && \delta_{1y1} = \delta_{1Y} = x_{G1}; && \delta_{1z1} = s\tan\beta \Rightarrow \delta_{1Z} = s\tan\beta\sin\beta;\\
&\delta_{2x2} = s/2 \Rightarrow \delta_{2Z} = (s/2)\cos\beta; && \delta_{2y2} = \delta_{2Y} = x_{G2}; && \delta_{2z2} = s\tan\beta \Rightarrow \delta_{2Z} = s\tan\beta\sin\beta;\\
(14.16)\ &\delta_{Px1} = d_P \Rightarrow \delta_{PZ} = d_P\cos\beta; && \delta_{Py1} = \delta_{PY} = x_P; && \delta_{Pz1} = s\tan\beta \Rightarrow \delta_{PZ} = s\tan\beta\sin\beta\\
&\delta_{PVi1x1} = d_{i1} \Rightarrow \delta_{PVi1Z} = d_{i1}\cos\beta; && \delta_{PVi1y1} = \delta_{PVi1Y} = x_{PVi1}; && \delta_{PVi1z1} = s\tan\beta \Rightarrow \delta_{PVi1Z} = s\tan\beta\sin\beta\\
&\delta_{PVi2x2} = d_{i2} \Rightarrow \delta_{PVi2Z} = d_{i2}\cos\beta; && \delta_{PVi2y2} = \delta_{PVi2Y} = x_{PVi2}; && \delta_{PVi2z2} = s\tan\beta \Rightarrow \delta_{PVi2Z} = s\tan\beta\sin\beta
\end{aligned}
$$

L'equazione dei lavori virtuali fornisce:

$$
(14.17)\qquad \alpha\left[W_1\delta_{1Y} + W_2\delta_{2Y} + P\delta_{PY} + \sum_{i,j} P_{Vij}\delta_{PVijY}\right] - W_1\delta_{1Z} - W_2\delta_{2Z} - P\delta_{PZ} - \sum_{i,j} P_{Vij}\delta_{PVijZ} = 0
$$

da cui si valuta $\alpha = \alpha_0$:

$$
(14.18)\qquad \alpha = \frac{(W_1 + W_2)\left(\frac{s}{2}\cos\beta + w\right) + P(d_P\cos\beta + w) + \sum_{i,j} P_{Vij}\left(d_{ij}\cos\beta + w\right)}{W_1 x_{G1} + W_2 x_{G2} + P x_P + \sum_{i,j} P_{Vij} x_{PVij}}
$$

essendo $w = s\tan\beta\sin\beta$.

Si osserva che nel caso limite in cui $\beta = 0$, le cerniere cilindriche risultano orizzontali e la relazione (14.18) esprime il moltiplicatore di collasso α nel caso di ribaltamento semplice della parete del timpano intorno alla sezione di base.

Nel caso di ridotta resistenza a compressione della muratura, è possibile prendere in considerazione un avanzamento in direzione Y del punto di contatto C tra i due corpi coinvolti nel cinematismo (Fig. 14.13). In tal caso risulta $w = a\tan\beta\sin\beta$, con a la distanza tra cerniera C e superficie esterna della parete del timpano.

14.4 ESEMPI APPLICATIVI

14.4.1 Flessione orizzontale di parete monolitica non confinata

Si prende in esame la parete di facciata (Fig. 14.14) di un edificio d'angolo di una schiera caratterizzato da buon ammorsamento delle pareti lungo i cantonali e dalla presenza di tiranti metallici in corrispondenza degli orizzontamenti. Si suppone che la parete a secondo livello non sia efficacemente collegata alle strutture orizzontali e risulti libera in sommità.

La copertura gravante su di essa è realizzata da un tetto in legno di tipo spingente costituito da un'orditura principale di travi disposte ortogonalmente alla parete di facciata ad interasse di 1 m. La parete di controvento disposta sul lato scoperto dell'edificio non è efficacemente vincolata nei confronti degli spostamenti in direzione parallela alla parete di facciata.

Date le condizioni di vincolo rilevate per la parete a primo piano (pannello vincolato su tre lati) bisogna analizzare il comportamento per flessione orizzontale non confinata della stessa. A tal proposito si ipotizza la formazione di macroelementi di distacco individuati come indicato in Fig. 14.14 e si fa riferimento allo schema di calcolo di Fig. 14.5. Risultano definiti la geometria del sistema ed i carichi agenti sui macroelementi:

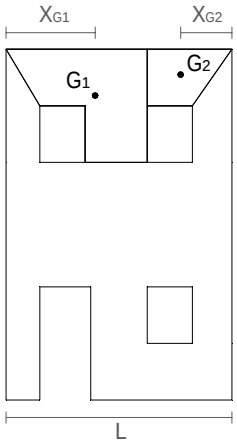


Fig. 14.14 – Parete di facciata

MACROELEMENTO		**1**	**2**
Geometria	Spessore della parete *s* [m]	0,40	0,40
	Lunghezza del macroelemento *i*-esimo L_i [m]	2,50	1,50
	Superficie del macroelemento *i*-esimo [m^2]	3,30	1,15
	Profondità di competenza dell'orizzontamento [m]	2,00	2,00
	Braccio orizzontale del carico 1 in testa al corpo *i*-esimo d_{1i} [m]	1,00	1,00
	Braccio orizzontale del carico 2 in testa al corpo *i*-esimo d_{2i} [m]	2,00	-
	Braccio orizzontale del baricentro del corpo *i*-esimo x_{Gi} [m]	1,58	0,91
Azioni	Peso specifico della muratura γ [kN/m^3]	22,0	22,0
	Peso proprio del macroelemento *i*-esimo W_i [kN]	29,0	10,1
	Carico verticale trasmesso dalla trave *i*-esima P_{Vij} [kN]	3,5	3,5
	Spinta statica trasmessa dalla trave *i*-esima P_{Hij} [kN]	1,1	1,1
	Reazione alla spinta dell'arco orizzontale *H* [kN]	-	18,3

Come negli altri esempi trattati ai capitoli precedenti, anche nel caso in questione i dati relativi alla geometria dei macroelementi sono stati determinati con l'ausilio di un programma CAD, mentre per la valutazione delle azioni sono stati assunti valori usuali dei carichi unitari di riferimento.

Per un utile confronto, nella tabella seguente sono illustrati i risultati ottenuti considerando le condizioni di flessione orizzontale della geometria dei macroelementi indicata in Fig. 14.14 (caso A) e quelle di una fascia muraria continua, corrispondente al soprafinestra, di altezza pari a $b = 1$ m (caso B).

FLESSIONE ORIZZONTALE NON CONFINATA		
A	Posizione della sezione di frattura [m]	2,50
	Moltiplicatore di collasso minimo α_0	**0,185**
B	Posizione della sezione di frattura [m]	2,00
	Moltiplicatore di collasso minimo α_0	**0,208**

Si osserva la modesta variabilità del valore del coefficiente sismico α_0 al variare della geometria dei macroelementi coinvolti nel cinematismo. Ciò permette di supporre, in mancanza di un quadro fessurativo post-sismico che evidenzi i cinematismi attivati, l'opportunità di analizzare diverse geometrie di collasso e diversi schemi di riferimento rispetto ai quali valutare il valore minimo del moltiplicatore dei carichi orizzontali che più probabilmente determina il collasso della struttura muraria. Un'ultima notazione riguarda la ricerca del valore di riferimento più plausibile da attribuire alla massima reazione sopportabile dalla parete di controvento nei confronti della spinta orizzontale *H* dell'arco di scarico, il quale esercita una influenza determinante sul moltiplicatore α_0 e che deve quindi essere valutato con molta attenzione.

14.4.2 Flessione orizzontale di parete efficacemente confinata

La parete di facciata rappresentata in Fig. 14.14 è ora considerata appartenente ad una cella interclusa in una schiera e caratterizzata, come nel caso precedente, dalla efficace connessione alle pareti ortogonali. Si suppone che la sommità della parete risulti scollegata dalla copertura lignea, di tipo spingente, costituita da un'orditura principale di travi disposte ortogonalmente alla facciata ad interasse di 1 m. La struttura muraria risulta in questo caso efficacemente vincolata nei confronti degli spostamenti nel proprio piano poiché contenuta dalla continuità muraria; occorre quindi valutare la possibilità di collasso della parete per meccanismo di flessione orizzontale confinata ed analizzare lo stato tensionale della muratura. A tal proposito si considera una fascia muraria di altezza $b = 1$ m e si ricorre alla schematizzazione di Fig. 14.7. Risultano definiti la geometria del sistema ed i carichi agenti sui macroelementi:

DATI INIZIALI		
Geometria	Spessore della parete s [m]	0,40
	Lunghezza della parete L [m]	4,00
	Lunghezza dell'orizzontamento gravante sulla parete l [m]	2,70
Azioni	Peso specifico della muratura γ [kN/m^3]	22,0
	Carico trasmesso dall'orizzontamento p_S [kN/m^2]	1,2
	Carico verticale sulla parete p [kN/m]	12,0
	Spinta statica trasmessa dalla copertura p_H [kN/m]	1,1
	Spinta statica concentrata F_H [kN]	-
	Tensione a rottura della muratura σ_r [N/cm^2]	120,0

Nella tabella seguente sono illustrati i risultati ottenuti considerando le condizioni di flessione orizzontale confinata di parete monolitica (caso A) e di parete a doppia cortina (caso B) per i quali si è assunto $u = s/4$. Nel caso B è stata utilizzata la (14.14) ipotizzando due paramenti di ugual spessore (s = 0,20 m) e assumendo ρ = 0,20 (carichi verticali sul paramento interno e 20% delle azioni su questo trasmesse al paramento esterno) e $\rho_H = 1$ (tutta la spinta è portata dal paramento esterno). Dal confronto delle due differenti situazioni è possibile valutare l'influenza delle condizioni di maggiore vulnerabilità legate alle carenze costruttive della struttura muraria o alla presenza di aperture nello spessore della parete che impediscono il completo coinvolgimento della stessa nel meccanismo resistente.

FLESSIONE ORIZZONTALE CONFINATA		
A	Spessore della sezione resistente [m]	0,40
	Moltiplicatore di collasso α_0	**1,902**
B	Spessore della sezione resistente [m]	0,20
	Moltiplicatore di collasso α_0	**0,827**

La condizione di confinamento della parete rispetto agli spostamenti nel piano della stessa la rende considerevolmente più sicura nei confronti dell'attivazione di meccanismi di flessione orizzontale. In effetti a parità di condizioni geometriche e di carico rispetto al caso precedente di parete non vincolata (paragrafo 14.4.1), il moltiplicatore sismico calcolato risulta assai più elevato. Si osserva inoltre che nel caso in cui nella parete si riscontrano condizioni tali da determinare una riduzione della sezione resistente, l'entità del coefficiente sismico α subisce una netta diminuzione con conseguente incremento del rischio di espulsione di materiale costituente il paramento esterno della parete senza che l'arco di scarico possa interessare l'intero spessore della stessa.

14.4.3 Meccanismo di sfondamento della parete del timpano

Si prende in esame la parete del timpano di un edificio isolato (Fig. 14.15) caratterizzata dall'assenza di collegamenti efficaci tra la struttura muraria e la copertura gravante su essa. La copertura è costituita da un tetto in legno a due spioventi con trave di colmo ed orditura semplice a giacitura inclinata secondo la pendenza. Date le condizioni ipotizzate si analizza il comportamento della parete del timpano in condizioni sismiche e la possibilità di collasso fuori dal piano a causa dell'azione di martellamento esercitata dalla trave di colmo.

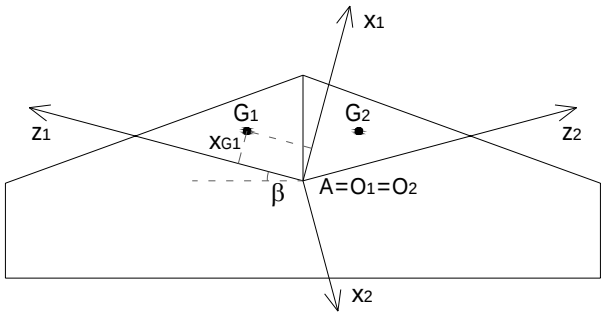


Fig. 14.15 – Parete del timpano

A tal proposito si ipotizza la formazione di macroelementi di distacco descritti come indicato in Fig. 14.15 supponendo il problema simmetrico; si fa riferimento allo schema di calcolo di Fig. 14.13. La geometria del sistema ed i carichi agenti sui macroelementi sono indicati nella seguente tabella:

DATI INIZIALI		
Geometria	Spessore della parete s [m]	0,40
	Superficie del macroelemento i-esimo [m^2]	0,63
	Superficie della copertura gravante sul colmo della parete [m^2]	6,65
	Inclinazione delle sezioni di frattura β [°]	15
	Arretramento punto di applicazione carico della trave di colmo d_P [m]	0,26
	Arretramento punto di applicazione carico distribuito sulla parete d_i [m]	0,20
	Distanza lungo l'asse x_i del baricentro del corpo i-esimo dal polo x_{Gi} [m]	0,28
	Distanza riferita all'asse x_i del colmo del timpano dall'origine x_P [m]	0,86
	Braccio, riferito all'asse x_i, del carico in testa al corpo i-esimo x_{PVi} [m]	0,43
Azioni	Peso specifico della muratura γ [kN/m^3]	22,0
	Peso proprio del macroelemento i-esimo W_i [kN]	5,5
	Carico trasmesso dalla trave di colmo P [kN]	8,0
	Carico trasmesso dalla copertura in testa al corpo i-esimo P_{Vi} [kN]	0,7

Date le condizioni di simmetria ipotizzate i dati relativi alla geometria, valutabili agevolmente con l'ausilio di un programma CAD, ed alle azioni sono uguali per i due macroelementi.

Si considerano le condizioni di collasso della parete del timpano con due differenti inclinazioni delle cerniere cilindriche oblique; i moltiplicatori di collasso valgono:

SFONDAMENTO DELLA PARETE DEL TIMPANO		
A	Inclinazione delle cerniere cilindriche β [°]	15
	Moltiplicatore di collasso α_0	**0,469**
B	Inclinazione delle cerniere cilindriche β [°]	35
	Moltiplicatore di collasso α_0	**0,699**

I risultati mostrano come la diminuzione dell'inclinazione delle sezioni di frattura che delimitano i due macroelementi simmetrici influisce in maniera negativa sull'entità del coefficiente sismico α, che si riduce. Il modello proposto consente infatti di valutare l'effetto stabilizzante prodotto da murature e copertura adiacenti ai macroelementi; l'aumento di α è proprio dovuto, a parità di altezza dei corpi coinvolti nel cinematismo, all'incremento di tale effetto stabilizzante conseguente all'aumento di β.

Le applicazioni numeriche mostrano inoltre che per piccoli valori dell'angolo β i valori di α risultano poco differenziati e non molto dissimili da quelli che si possono ottenere valutando il meccanismo di ribaltamento semplice dell'intera parete del timpano attorno ad una cerniera cilindrica orizzontale in corrispondenza della sezione di base. Ciò permette di affermare che, in relazione all'osservazione di un quadro fessurativo rilevato, oppure di particolari condizioni di qualità della muratura o alla presenza delle aperture nella parete, qualora fosse possibile ipotizzare un andamento pressoché orizzontale delle sezioni di frattura, si potrebbe analizzare il cinematismo di collasso ricorrendo direttamente allo schema di ribaltamento semplice. Si aggiunge infine che i valori piuttosto elevati di α stimati con la procedura adottata subiscono sensibili riduzioni qualora si assuma l'ipotesi, generalmente piuttosto ragionevole, di avanzamento della cerniera di contatto C tra i due macroelementi (Fig. 14.13): questo può essere attribuito alla ridotta resistenza a compressione della muratura ed alla frantumazione del materiale in tale regione.

15 APPLICAZIONE DEI MODELLI DI ANALISI PROPOSTI

I modelli di analisi strutturale innanzi definiti sono stati applicati ad alcuni edifici rappresentativi del campione censito nella Regione Marche (vedi capitolo 3). Gli organismi esaminati sono stati selezionati tra quelli rilevati secondo il criterio della rappresentatività delle condizioni tipologiche e di danneggiamento; sono stati presi in considerazione principalmente i sistemi strutturali caratterizzati da meccanismi di collasso fuori dal piano, che costituiscono la gran parte del campione rilevato.

L'analisi delle condizioni di collasso degli edifici in muratura esaminati è stata condotta, nel rispetto delle indicazioni proposte nella OPCM 3274 e s.m.i. considerando, al fine della valutazione degli effetti dell'azione sismica, la seguente formula di combinazione dei carichi gravitazionali agenti sugli elementi strutturali:

$$G_K + \sum_i \left(\psi_{Ei} \cdot Q_{Ki} \right) \tag{15.1}$$

in cui:

- G_K rappresenta i carichi permanenti al loro valore caratteristico;
- Q_{Ki} è il valore caratteristico dell'azione variabile Q_i;
- ψ_{Ei} è il coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i che tiene conto della probabilità che tutti i carichi siano presenti sulla intera struttura in occasione del sisma.

Per ciascuno degli edifici considerati il rilevamento delle caratteristiche costruttive e dei danni prodotti dal sisma del 1997 ha permesso di evidenziarne le carenze strutturali e di ipotizzare con sufficiente attendibilità le probabili condizioni di collasso. Per essi viene quindi proposta una breve descrizione dello stato di fatto e di dissesto ed i conseguenti meccanismi attivabili, nonché la quantificazione della vulnerabilità sismica attraverso la valutazione dei coefficienti di collasso α_0 associati a ciascuno dei cinematismi individuati.

Si osserva inoltre che in relazione alle finalità dell'analisi, nei casi di informazioni carenti, si è fatto riferimento a condizioni genericamente valide per la tipologia di edifici considerati.

15.1 EDIFICIO 1 (CODICE DEL PROGETTO: 17005)

Si esaminano le condizioni di collasso dell'edificio ad uso di civile abitazione identificato dal codice di progetto n° 17005 (v. scheda relativa). Il fabbricato in questione è sito nel Comune di Pieve Torina (Provincia di Macerata) ad un'altitudine di 470 m s.l.m.. L'edificio si sviluppa in altezza su due livelli, con quello inferiore seminterrato, più un sottotetto; è realizzato prevalentemente con muratura di pietra sbozzata di cattiva qualità ed ha orizzontamenti in legno non ammorsati alla struttura muraria la quale risulta tra l'altro non efficacemente collegata in corrispondenza delle intersezioni; la copertura lignea è in parte spingente.

Il danneggiamento dell'edificio è rappresentato principalmente da lesioni passanti o superficiali ad andamento prevalentemente verticale in corrispondenza delle intersezioni murarie (cantonali e martelli murari) e da lesioni di distacco in architravi di porte e finestre. L'edificio presenta inoltre segni di sfilamento dagli appoggi delle travi portanti del solaio di sottotetto ed una discontinuità di materiale, rappresentata da un foglio di muratura in mattoni forati, in una porzione della parete esterna a sud-ovest. In Fig. 15.2 sono riportate una pianta dell'edificio ed i prospetti a nord-est e nord ovest, estratti dalla predetta scheda. Dato il quadro fessurativo rilevato e la qualità delle connessioni fra i componenti dell'organismo edilizio esaminato, nonché l'assenza di presidi atti a contrastare le azioni fuori piano esercitate dal sisma sulle strutture murarie, è possibile supporre il generalizzato ridotto comportamento resistente d'insieme dell'edificio e la propensione dello stesso a suddividersi in macroelementi suscettibili di collasso per rotazione rigida da instabilizzazione attorno a cerniere cilindriche orizzontali.

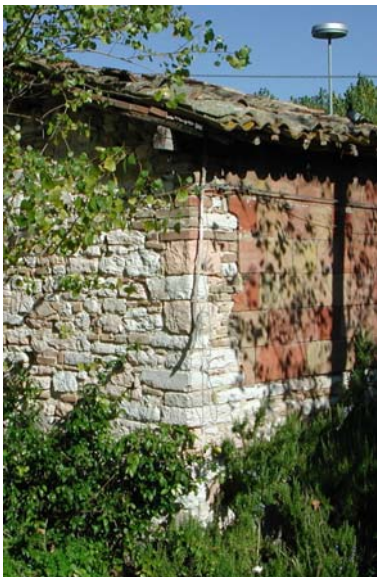


Fig. 15.1 – In alto: parete ribaltante. In basso da sinistra: lesione di distacco all'intersezione tra la facciata ribaltante e la parete a nord-est, lesione in prossimità della finestra sul prospetto nord-est e danneggiamento dell'architrave, discontinuità di materiale nella parete a sud-ovest.

Quanto ipotizzato è confermato in particolare dalla individuazione di un cinematismo di ribaltamento semplice già attivato dal sisma del 1997, e sul quale si intende porre l'attenzione nella presente applicazione, che interessa l'intera parete di facciata a nord-ovest dell'edificio (Fig. 15.1 e Fig. 15.2). Il meccanismo in questione ha determinato l'apertura di una lesione passante di rilevabile ampiezza (30 mm) in corrispondenza del cantonale (evidente nel prospetto di nord-est) e, in prossimità di questa, di una ulteriore lesione ad andamento verticale, nonché la decompressione ed il successivo danneggiamento di un architrave (Fig. 15.1 e Fig. 15.2).

Si procede quindi all'analisi del meccanismo di ribaltamento semplice dell'intera facciata in esame osservando tra l'altro che sulla parete considerata insiste l'azione del solaio di sottotetto e della copertura realizzata, in questa parte dell'edificio, a travi lignee orizzontali. Nella parete a sud-ovest la facciata ribaltante risulta invece individuata dalla anzidetta discontinuità di materiale (Fig. 15.1).

Lo schema di calcolo al quale fare riferimento è indicato in Fig. 15.2, nel quale sono distinguibili la porzione di parete a piano terra, costituente la prima elevazione, e quella appartenente al timpano della facciata, che rappresenta la seconda elevazione della parete, mentre nelle tabelle seguenti sono riepilogati i valori assunti dalle grandezze richieste dal modello. L'azione esercitata dalla copertura alla seconda elevazione è valutata come risultante dei carichi trasmessi alla sommità del timpano da ognuna delle travi lignee orizzontali del tetto; ciò comporta l'abbassamento del punto di applicazione della forza corrispondente.

Per la valutazione delle azioni si è fatto riferimento ai seguenti carichi unitari:

ANALISI DEI CARICHI SUL MACROELEMENTO		
Carichi permanenti	Muratura di pietra sbozzata [kN/m^3]	20,00
	Solaio di sottotetto in legno [kN/m^2]	0,80
	Copertura in legno [kN/m^2]	1,20
Sovraccarichi accidentali	Sottotetti accessibili [kN/m^2]	1,00
	Coperture non accessibili [kN/m^2]	0,50
	Sovraccarico da neve [kN/m^2]	1,93

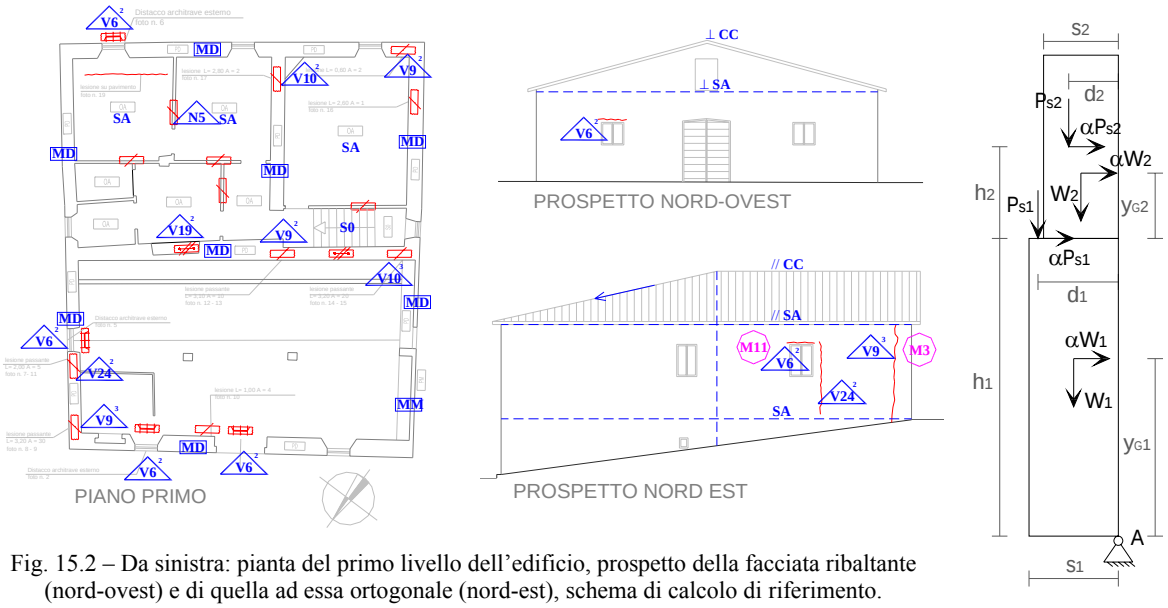


Fig. 15.2 – Da sinistra: pianta del primo livello dell'edificio, prospetto della facciata ribaltante (nord-ovest) e di quella ad essa ortogonale (nord-est), schema di calcolo di riferimento.

Le caratteristiche geometriche della facciata e le azioni che si esercitano sul macroelemento, definite secondo lo schema di analisi descritto nel capitolo 11 e valutate in relazione alle informazioni ricavate dagli elaborati grafici disponibili, sono riepilogate nella tabella sottostante.

ELEVAZIONE		**1**	**2**
Geometria	Spessore della parete s_i [m]	0,60	0,50
	Area di influenza dell'orizzontamento [m^2]	36,54	47,62
	Superficie della parete ribaltante (al netto delle aperture) [m^2]	32,17	10,20
	Braccio verticale del carico trasmesso dal solaio h_i [m]	3,20	4,10
	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio d_i [m]	0,52	0,30
	Quota del baricentro della parete y_{Gi} [m]	1,70	3,76
	Angolo di inclinazione della copertura [◦]	-	15
Azioni	Peso proprio della parete W_i [kN]	386,0	102,0
	Carico trasmesso dal solaio P_{Si} [kN]	34,7	75,5

Nell'analisi delle condizioni di collasso dell'elemento strutturale esaminato si considera anche il caso in cui a causa della ridotta resistenza a compressione della muratura il ribaltamento della parete avvenga attorno ad una cerniera cilindrica interna alla sezione muraria (caso B) ed arretrata di $x = 10$ cm rispetto al punto A (Fig. 15.2). In tal caso i bracci orizzontali delle azioni verticali che si esercitano sul macroelemento si valutano a partire da A' interno ad A e si ottengono semplicemente riducendo di una quantità pari ad x quelli già valutati per il caso precedente.

Si ha quindi:

RIBALTAMENTO DELLA FACCIATA DI NORD-OVEST (CASO)		A	B
Momento stabilizzante	Peso proprio delle pareti [kN·m]	141,3	92,5
	Carico dei solai [kN·m]	40,7	29,7
Momento ribaltante	Inerzia delle pareti [kN·m]	1039,7	1039,7
	Inerzia dei solai [kN·m]	420,6	420,6
MOLTIPLICATORE DI COLLASSO α_0		**0,125**	**0,084**

Si osserva come l'ipotesi di arretramento della cerniera cilindrica rispetto alla quale avviene il ribaltamento della facciata posteriore dell'edificio comporti una apprezzabile riduzione del coefficiente sismico. Si fa notare infine che nella valutazione del moltiplicatore di collasso non si è tenuto conto dell'effetto stabilizzante dato dall'attrito prodotto dagli orizzontamenti orditi ortogonalmente alla parete in esame, che pure può essere considerato nel modello in aggiunta o in alternativa all'azione esercitata da eventuali tiranti metallici, per cui i valori di α_0 determinati risultano comunque cautelativi.

15.2 EDIFICIO 2 (CODICE DEL PROGETTO: 9140)

Si analizzano le condizioni di collasso dell'edificio ad uso di civile abitazione identificato dal codice di progetto n◦ 9140 (v. scheda relativa). Il fabbricato in questione è sito nel Comune di Monte Cavallo (Provincia di Macerata) ad un'altitudine di 648 m s.l.m.. L'edificio si sviluppa in altezza su due livelli, con quello inferiore seminterrato, più un sottotetto ed è caratterizzato da una pianta rettangolare allungata (Fig. 15.3). La struttura muraria è realizzata da muratura di pietra sbozzata con malta di cattiva qualità mentre gli orizzontamenti sono costituiti da volte in muratura senza catene al piano terra, solai in acciaio e laterizio al primo piano e copertura in laterocemento non spingente.

Le pareti ortogonali risultano mal collegate in corrispondenza delle intersezioni murarie e la presenza di volte spingenti a piano terra permette di supporre l'assenza di un efficace collegamento tra la struttura muraria e gli orizzontamenti intermedi: l'ipotesi è confortata anche dallo stato di dissesto rilevato nell'edificio in conseguenza del sisma. L'osservazione dell'organizzazione altimetrica consente inoltre di distinguere il corpo costituente l'ingresso, situato sul lato destro del fabbricato e caratterizzato da solai sfalsati rispetto al resto dell'edificio, dalla presenza di un solaio in laterocemento anche a piano terra e dall'assenza di sostanziale danneggiamento, per il quale è possibile ipotizzare un comportamento lievemente differenziato.

Il danneggiamento della struttura è rappresentato principalmente da lesioni ad andamento verticale in corrispondenza delle intersezioni murarie (cantonali e martelli murari) ed è accompagnato da fuori piombo e spanciamenti delle pareti di facciata, riguardanti in particolare il prospetto principale e quello laterale sinistro. Sono evidenti inoltre gravi dissesti alle volte a piano terra nonché lesioni nei solai del sottotetto, in direzione prevalentemente ortogonale all'orditura degli stessi, e lesioni ad andamento pressoché verticale nei parapetti del primo livello. Nella Fig. 15.3 sono riportate piante, prospetti e sezioni del fabbricato in esame con l'indicazione del danneggiamento rilevato, estratti dalla predetta scheda dell'edificio.

Il fabbricato risulta in definitiva seriamente danneggiato e mostra l'attivazione di evidenti meccanismi di collasso che interessano principalmente il prospetto laterale sinistro e la facciata principale. Il sisma del 1997 ha determinato in particolare il grave dissesto della facciata laterale la quale, sotto l'azione della spinta non contrastata della volta a piano terra ed il probabile trattenimento realizzato in testa dalla copertura in laterocemento, mostra gli effetti di un cinematismo di flessione verticale coinvolgente entrambe i piani dell'edificio. Le lesioni che interessano i parapetti delle finestre a primo piano possono inoltre essere correlate al grave danneggiamento delle volte sottostanti ed al generale stato di decompressione indotto dallo spanciamento della parete laterale su cui esse esercitano la loro spinta.

Il rilevamento di fuori piombo nella facciata principale, anch'essa probabilmente trattenuta in sommità dalla copertura in laterocemento, e di lesioni di distacco dai muri ad essa ortogonali e nel solaio di sottotetto in direzione parallela alla parete, consente inoltre di individuare l'attivazione di un ulteriore meccanismo di flessione verticale coinvolgente gran parte della sua estensione. La presenza di uno sperone a contrasto della facciata è inoltre verosimilmente correlato al fatto che già in precedenza la parete ha manifestato segni di instabilità verticale.

Si procede quindi all'analisi dei meccanismi di collasso già attivati dal sisma al fine di individuare l'entità del più piccolo coefficiente sismico α_0 che determina la crisi del sistema strutturale in esame. Lo schema di calcolo al quale fare riferimento per l'analisi della flessione verticale della parete di facciata e del prospetto laterale è indicato nelle Fig. 15.3a e Fig. 15.3b rispettivamente. Si fa osservare poi che l'esame del cinematismo riguardante la parete laterale permette di valutare contestualmente anche le condizioni di collasso delle volte a piano terra da essa sostenute e trattenute.

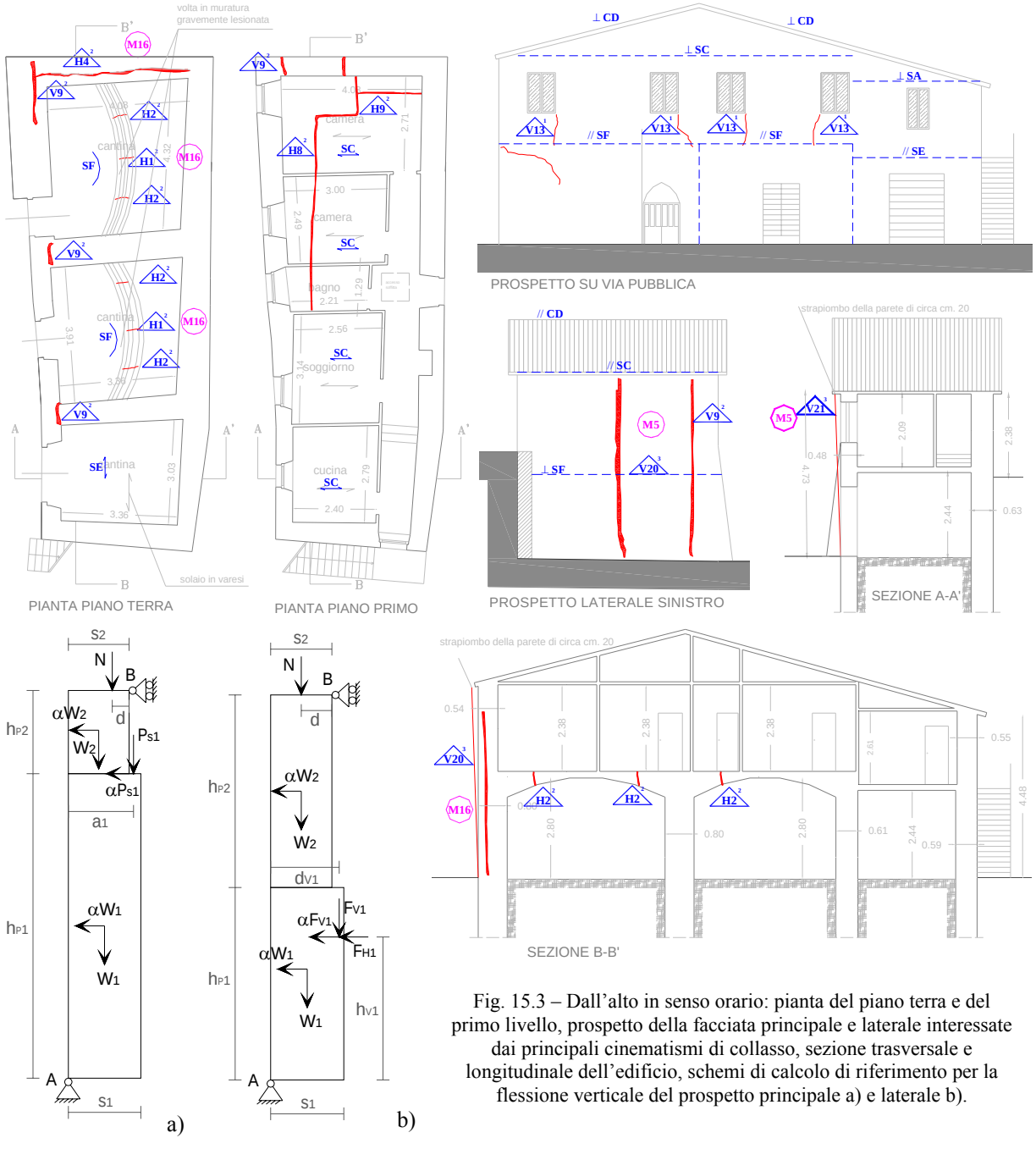


Fig. 15.3 – Dall'alto in senso orario: pianta del piano terra e del primo livello, prospetto della facciata principale e laterale interessate dai principali cinematismi di collasso, sezione trasversale e longitudinale dell'edificio, schemi di calcolo di riferimento per la flessione verticale del prospetto principale a) e laterale b).

Nella valutazione delle azioni che si esercitano sugli elementi strutturali esaminati si considerano i seguenti carichi unitari:

ANALISI DEI CARICHI SUI MACROELEMENTI		
Carichi permanenti	Muratura di pietra sbozzata [kN/m^3]	20,00
	Volta in muratura [kN/m^3]	18,00
	Riempimento della volta in cretonato [kN/m^3]	12,00
	Pavimento e massetto di allettamento [kN/m^2]	1,20
	Incidenza tramezzi sulla volta [kN/m^2]	0,70
	Solaio di sottotetto in acciaio e laterizio [kN/m^2]	2,60
	Copertura in laterocemento [kN/m^2]	3,80
Sovraccarichi accidentali	Locali di abitazione [kN/m^2]	2,00
	Sottotetti accessibili [kN/m^2]	1,00
	Coperture non accessibili [kN/m^2]	0,50
	Sovraccarico da neve [kN/m^2]	2,36

Si analizzato dapprima le condizioni di collasso della facciata principale dell'edificio. Mancando un preciso quadro fessurativo di riferimento per la definizione della geometria dei macroelementi coinvolti nel cinematismo di flessione verticale della parete, si considera la fascia di muratura piena da cielo a terra a maggiore altezza compresa tra la seconda e la terza finestra del primo piano (Fig. 15.3). Inoltre il coefficiente sismico di attivazione del cinematismo è ricercato al variare della posizione della sezione di frattura lungo l'altezza della parete. Le caratteristiche geometriche della tesa muraria considerata e le azioni che si esercitano sui macroelementi, definite secondo lo schema di analisi descritto nel capitolo 13 e valutate in relazione alle informazioni desunte dagli elaborati grafici, sono riepilogate nella tabella seguente:

ELEVAZIONE		**1**	**2**
Geometria	Spessore medio della parete s_i [m]	0,80	0,65
	Lunghezza della parete (larghezza maschio) [m]	1,40	1,40
	Altezza della parete (interpiano) h_{Pi} [m]	6,70	1,60
	Area di influenza dell'orizzontamento [m^2]	3,65	5,00
	Braccio orizzontale del carico in testa alla parete d [m]	-	0,22
	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio a_i [m]	0,72	-
Azioni	Peso proprio della parete W_i [kN]	150,1	29,1
	Carico trasmesso dal solaio P_{Si} [kN]	10,0	-
	Carico trasmesso in testa alla parete N [kN]	-	21,4

Con riferimento alla tabella precedente si osserva che per omogeneità di geometria e condizioni di carico delle pareti a piano terra e a primo piano costituenti la tesa esaminata, nello schema di analisi proposto (Fig. 15.3a) le stesse sono state assimilate alla prima elevazione, mentre la seconda rappresenta il sottotetto dell'edificio. Dall'esame delle condizioni di collasso dell'elemento strutturale considerato si ottiene quindi:

FLESSIONE VERTICALE DEL PROSPETTO PRINCIPALE	
Quota della cerniera cilindrica dalla base [m]	6,76
Moltiplicatore di collasso α_0	**0,239**

Si esamina poi il meccanismo di collasso del prospetto laterale sinistro dell'edificio. La geometria del macroelemento interessato dal cinematismo di flessione verticale è in questo caso individuata dalle lesioni verticali che percorrono la parete (Fig. 15.3), mentre la posizione della sezione di frattura è da valutare in corrispondenza del valore minimo di α_0.

Le caratteristiche geometriche della parete in questione e le azioni che si esercitano sui macroelementi, definite secondo lo schema di analisi descritto nel capitolo 13 e valutate in relazione alle informazioni ricavate dagli elaborati grafici disponibili, sono riepilogate nella tabella seguente:

ELEVAZIONE		**1**	**2**
Geometria	Spessore medio della parete s_i [m]	0,95	0,70
	Lunghezza della parete (larghezza maschio) [m]	2,50	2,50
	Altezza della parete (interpiano) h_{Pi} [m]	3,70	3,00
	Area di influenza dell'orizzontamento [m^2]	6,80	-
	Braccio orizzontale del carico in testa alla parete d [m]	-	0,35
	Braccio orizzontale dell'azione della volta d_{Vi} [m]	0,93	
	Braccio verticale dell'azione della volta h_{Vi} [m]	2,85	-
Azioni	Peso proprio della parete W_i [kN]	175,8	105,0
	Carico trasmesso in testa alla parete N [kN]	-	10,7
	Componente verticale della spinta della volta F_{Vi} [kN]	48,0	-
	Componente orizzontale della spinta della volta F_{Hi} [kN]	75,5	-

Si ottiene in questo caso:

FLESSIONE VERTICALE DEL PROSPETTO LATERALE	
Quota della cerniera cilindrica dalla base [m]	4,00
Moltiplicatore di collasso α_0	**0,067**

Il coefficiente sismico valutato con riferimento al cinematismo di flessione verticale della parete laterale risulta piuttosto modesto e comunque inferiore rispetto a quello che caratterizza il collasso della facciata principale. Il risultato ottenuto è in accordo con il grado di danneggiamento rilevato che mostra il grave dissesto della parete sul prospetto laterale sinistro dell'edificio e delle volte a piano terra e consente di ipotizzare che il collasso della struttura avviene, con maggiore probabilità, a causa del cedimento di quest'ultima e del conseguente crollo delle volte o, più in generale, che tale cinematismo anticipa la crisi della struttura muraria costituente la facciata principale. Si osserva infine che in entrambe i casi esaminati la sezione di frattura che consente l'attivazione del cinematismo descritto si posiziona a quote piuttosto elevate rispetto al livello di base della tesa muraria.

15.3 EDIFICIO 3 (CODICE DEL PROGETTO: 29591)

Si analizzano le condizioni di collasso dell'edificio ad uso di civile abitazione identificato dal codice di progetto n◦ 29591 (v. scheda relativa). Il fabbricato in questione è sito nel Comune di Muccia (Provincia di Macerata) ad un'altitudine di 454 m s.l.m.. L'edificio si sviluppa in altezza su due livelli, con quello inferiore seminterrato, più una soffitta di ridotte dimensioni ed è organizzato planimetricamente ed altimetricamente in un corpo principale compatto e due appendici laterali (Fig. 15.4). La struttura muraria è realizzata con muratura di pietra calcarea di cattiva qualità, probabilmente organizzata a sacco, mentre gli orizzontamenti sono costituiti da solai in legno a doppia orditura e copertura lignea non spingente a travi orizzontali.

In accordo con lo stato di dissesto rilevato nell'edificio prodotto dal sisma subito, si osserva inoltre che il comportamento della struttura muraria è caratterizzato da inefficace vincolo di collegamento tra le murature ortogonali e tra gli orizzontamenti e le pareti, le quali mostrano una tendenza a manifestare fenomeni di instabilizzazione per azioni ortogonali al proprio piano. Ciò non consente un comportamento d'insieme.

Il danneggiamento della struttura è rappresentato principalmente da lesioni ad andamento verticale in corrispondenza delle intersezioni murarie (cantonali e martelli murari), riguardanti in

particolare il prospetto sul lato est dell'edificio (Fig. 15.4); sono anche evidenti lesioni all'interfaccia tra il corpo principale e le strutture adiacenti che, essendo caratterizzate da comportamento strutturale differenziato, si separano dal resto del fabbricato. Si riscontrano inoltre lesioni diagonali da taglio diffuse all'interno della fabbrica ed in particolare nella superficie del timpano dell'edificio sul prospetto nord, a partire dagli appoggi delle travi lignee del tetto. Sono evidenti poi lesioni di distacco dei solai a primo livello dai muri costituenti la facciata principale dell'edificio e dissesti alle strutture di copertura, rappresentati in particolar modo da sfilamento delle travi portanti non ben ammorsate alle murature di sostegno. Nella Fig. 15.4 sono riportate la pianta del piano terra, i prospetti sul lato nord ed est ed una sezione trasversale del fabbricato in esame con l'indicazione del danneggiamento rilevato, estratti dalla predetta scheda dell'edificio.

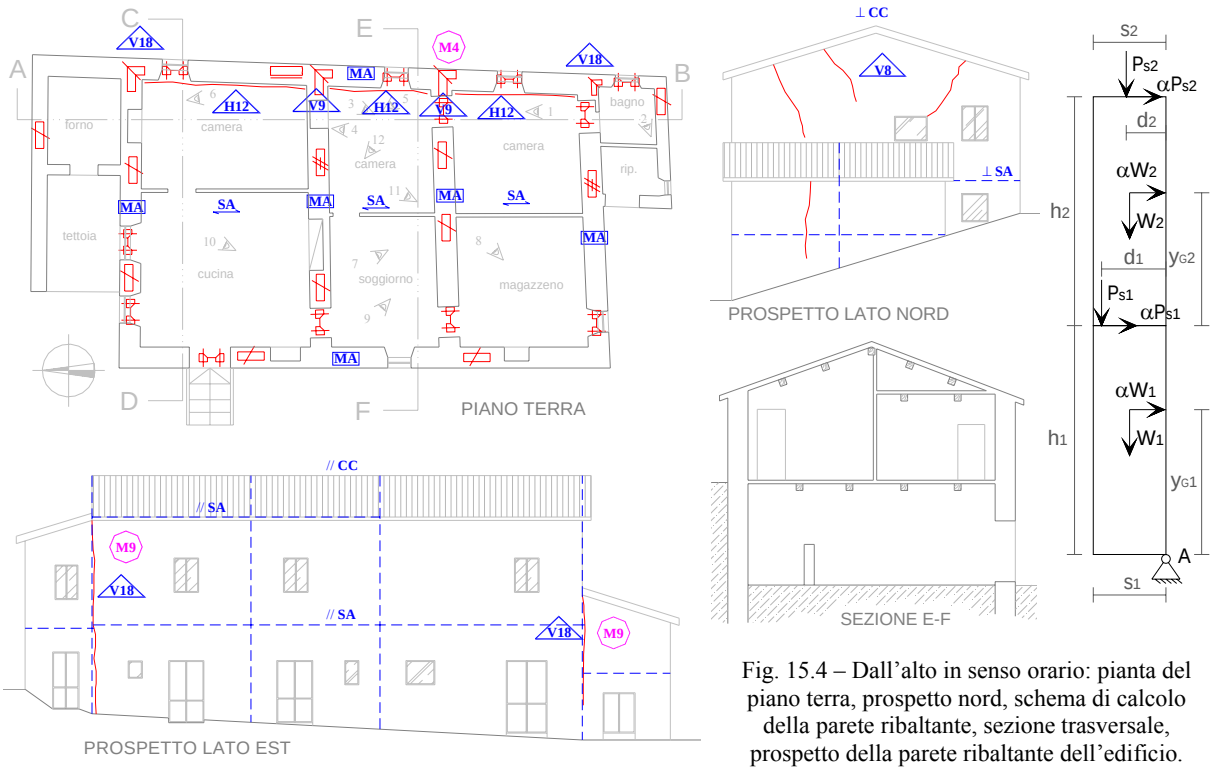


Fig. 15.4 – Dall'alto in senso orario: pianta del piano terra, prospetto nord, schema di calcolo della parete ribaltante, sezione trasversale, prospetto della parete ribaltante dell'edificio.

A seguito del sisma del 1997 nel fabbricato si è attivato un meccanismo di ribaltamento semplice dell'intera facciata sul lato est che, essendo mal collegata agli orizzontamento ed alle murature di controvento e non trattenuta da presidi atti a contrastare le azioni fuori piano, risulta già parzialmente disconnessa dagli elementi strutturali contigui e suscettibile di instabilizzazione.

La presenza di lesioni diagonali convergenti nella parete del timpano inoltre (Fig. 15.4) mostra l'insufficiente dimensionamento dello stesso; l'assenza di adeguati vincoli di connessione con le strutture del tetto, lo rende poi maggiormente esposto al crollo per effetto dell'azione ciclica di martellamento esercitata dalle travi di copertura in condizioni sismiche.

Si procede quindi all'analisi dei meccanismi di collasso che con maggiore probabilità possono interessare la struttura in esame, rappresentati dal ribaltamento semplice della facciata principale dell'edificio e dallo sfondamento della parete del timpano, al fine di individuare l'entità del più piccolo coefficiente sismico α_0 che determina la crisi del sistema murario. Nella valutazione delle azioni che si esercitano sui macroelementi considerati si utilizzano i seguenti carichi unitari:

ANALISI DEI CARICHI SUI MACROELEMENTI		
Carichi permanenti	Muratura di pietra calcarea a sacco [kN/m^3]	20,00
	Solaio in legno [kN/m^2]	1,20
	Copertura in legno a doppia orditura [kN/m^2]	1,20

ANALISI DEI CARICHI SUI MACROELEMENTI		
Sovraccarichi accidentali	Locali di abitazione [kN/m^2]	2,00
	Sottotetti accessibili [kN/m^2]	1,00
	Coperture non accessibili [kN/m^2]	0,50
	Sovraccarico da neve [kN/m^2]	1,90

Si analizzato dapprima le condizioni di collasso della facciata principale dell'edificio il cui schema di calcolo è rappresentato in Fig. 15.4. Le caratteristiche geometriche della parete considerata e le azioni che si esercitano sul macroelemento, definite secondo lo schema di analisi descritto nel capitolo 11 e valutate in relazione alle informazioni desunte dagli elaborati grafici, sono indicate nella tabella seguente:

ELEVAZIONE		**1**	**2**
Geometria	Spessore della parete s_i [m]	0,60	0,60
	Area di influenza dell'orizzontamento [m^2]	7,50	20,30
	Superficie della parete ribaltante (al netto delle aperture) [m^2]	33,20	39,50
	Braccio verticale del carico trasmesso dal solaio h_i [m]	3,00	5,50
	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio d_i [m]	0,54	0,40
	Quota del baricentro della parete y_{Gi} [m]	1,53	4,37
Azioni	Peso proprio della parete W_i [kN]	398,4	474,0
	Carico trasmesso dal solaio P_{Si} [kN]	11,3	38,3

Nell'analisi delle condizioni di collasso della facciata si considera anche il caso in cui a causa della ridotta resistenza a compressione della muratura di cattiva qualità il ribaltamento della parete avvenga attorno ad una cerniera cilindrica interna alla sezione muraria (caso B) ed arretrata di x = 10 cm rispetto al punto A (Fig. 15.4). Si ha quindi:

RIBALTAMENTO DELLA FACCIATA PRINCIPALE (CASO)		**A**	**B**
Momento stabilizzante	Peso proprio delle pareti [kN·m]	261,7	174,5
	Carico dei solai [kN·m]	21,4	16,5
Momento ribaltante	Inerzia delle pareti [kN·m]	2680,9	2680,9
	Inerzia dei solai [kN·m]	244,6	244,6
MOLTIPLICATORE DI COLLASSO α_0		**0,097**	**0,065**

Si esamina poi il meccanismo di sfondamento della parete del timpano. Con riferimento al modello di analisi illustrato nel capitolo 14, la geometria dei macroelementi interessati dal cinematismo in questione è stata definita in funzione del quadro fessurativo rilevato nel prospetto sul lato nord dell'edificio (Fig. 15.4). Supponendo che la porzione di parete coinvolta nel ribaltamento a causa delle azioni fuori piano esercitate dalle travi del tetto sulla facciata corrisponda con maggiore probabilità con la parte di muratura individuata dalle lesioni diagonali rilevate, il cuneo di distacco risulta schematicamente delimitato da due diagonali convergenti passanti per esse.

Nella valutazione del moltiplicatore sismico α_0 è stata presa in considerazione anche la possibilità che a causa della ridotta resistenza a compressione della muratura, il punto di contatto tra i due corpi coinvolti nel cinematismo possa subire un avanzamento dovuto alla frantumazione del materiale durante l'evoluzione del meccanismo. L'ipotesi è giustificata in questo caso dalla cattiva qualità della muratura. A tal fine si esamina anche la condizione in cui l'arretramento della cerniera attorno alla quale si ha la rotazione reciproca dei due macroelementi cuneiformi rispetto alla superficie esterna della parete del timpano assuma un valore inferiore allo spessore murario (caso B).

Le caratteristiche geometriche dei corpi così individuati e le azioni che si esercitano sugli stessi, definite secondo lo schema di analisi descritto nel capitolo 14 e valutate in relazione alle informazioni ricavate dagli elaborati grafici disponibili, sono riepilogate nella tabella seguente:

DATI INIZIALI		
Geometria	Spessore della parete *s* [m]	0,60
	Superficie del macroelemento *i*-esimo [m^2]	4,90
	Superficie della copertura gravante su ogni trave del tetto [m^2]	4,23
	Inclinazione delle sezioni di frattura β [°]	44
	Pendenza della copertura β' [°]	18
	Arretramento punto di applicazione carico trasmesso da trave di colmo d_P [m]	0,50
	Arretramento punto di applicazione carichi trasmessi da travi del tetto d_i [m]	0,50
	Distanza lungo l'asse x_i del baricentro del corpo *i*-esimo dal polo x_{Gi} [m]	0,85
	Distanza riferita all'asse x_i del colmo del timpano dall'origine x_P [m]	2,54
	Braccio, riferito all'asse x_i, del carico travi in testa al corpo *i*-esimo x_{PVi} [m]	1,27
Azioni	Peso proprio del macroelemento *i*-esimo W_i [kN]	58,8
	Carico trasmesso dalla trave di colmo *P* [kN]	6,7
	Carico trasmesso dalle travi del tetto in testa al corpo *i*-esimo P_{Vi} [kN]	6,7

Con le ipotesi assunte si ottiene infine:

SFONDAMENTO DELLA PARETE DEL TIMPANO		
A	Arretramento del punto di contatto tra i macroelementi [m]	0,60
	Moltiplicatore di collasso α_0	**0,657**
B	Arretramento del punto di contatto tra i macroelementi [m]	0,40
	Moltiplicatore di collasso α_0	**0,519**

Il coefficiente sismico valutato relativamente al cinematismo di ribaltamento della parete di facciata sul lato est del fabbricato risulta piuttosto modesto e lo è ancor più se si considerano le ridotte caratteristiche meccaniche della struttura muraria costituente l'edificio. L'attivazione del meccanismo di sfondamento della parete del timpano, stante la rappresentatività del modello adottato, è invece accompagnato da valori piuttosto elevati del moltiplicatore di collasso, che però si riducono sensibilmente al diminuire della resistenza a compressione della muratura. Il risultato ottenuto è in accordo con il danneggiamento rilevato nell'edificio che mostra l'effettiva propensione al ribaltamento della facciata ma non manifesta, in relazione alle caratteristiche e all'intensità del sisma risentito dallo stesso, il dissesto della parete del timpano per azioni fuori piano.

15.4 EDIFICIO 4 (CODICE DEL PROGETTO: 7692)

Si analizzano le condizioni di collasso del fabbricato rurale identificato dal codice di progetto n◦ 7692 (v. scheda relativa). L'edificio in questione è sito nel Comune di Pieve Torina (Provincia di Macerata) ad un'altitudine di 470 m s.l.m.. Nell'edificio sono distinguibili due organismi: il corpo principale, più esteso ed a pianta pressoché rettangolare, si sviluppa in altezza su due piani, con quello inferiore seminterrato; il corpo secondario è situato in posizione d'angolo, è rialzato rispetto al primo ed è articolato su due livelli (Fig. 15.5).

La struttura muraria è realizzata con muratura di pietra sbozzata di qualità mediocre; gli orizzontamenti sono rappresentati prevalentemente da solai in legno a doppia orditura, tra cui sono stati rilevati alcuni solai in acciaio e laterizio e volte in pietra; la copertura è costituita da tetti in legno non spingenti a travi orizzontali con organizzazione a padiglione sul corpo secondario. In accordo con lo stato di dissesto rilevato nell'edificio in conseguenza del sisma del 1997, si osserva inoltre che la

struttura muraria non presenta un comportamento resistente d'insieme, risultando invece condizionato dall'inefficacia dei vincoli di collegamento tra le murature e gli orizzontamenti. Le pareti ortogonali poi, generalmente non efficacemente ammorsate tra loro, risultano in alcuni casi collegate da cantonali ben eseguiti, anche se la modesta qualità della muratura e l'assenza di trattenimento in testa alla struttura muraria non impedisce la formazione di macroelementi suscettibili di instabilizzazione.

Il danneggiamento della struttura è rappresentato principalmente da lesioni ad andamento verticale o diagonale in prossimità delle intersezioni murarie (cantonali e martelli murari) diffuse nelle varie parti dell'edificio (Fig. 15.5). Si riscontrano poi danni alle strutture orizzontali localizzati in corrispondenza della parete sul prospetto ovest dell'edificio e rappresentati da lesioni di distacco dai muri come conseguenza del cattivo ammorsamento alle strutture portanti. Si rileva inoltre il dissesto della volta in pietra a secondo piano del corpo rialzato dell'edificio, legato allo stato di decompressione indotto dalle azioni sismiche sulle murature di sostegno della stessa, anch'esse danneggiate da lesioni verticali e diagonali. Nella Fig. 15.5 sono riportate la pianta del primo piano del corpo principale e del secondo piano del corpo rialzato ed i prospetti del fabbricato in esame con l'indicazione del danneggiamento osservato, estratti dalla predetta scheda dell'edificio; nella Fig. 15.6 sono illustrati alcuni dei dissesti più significativi rilevati.

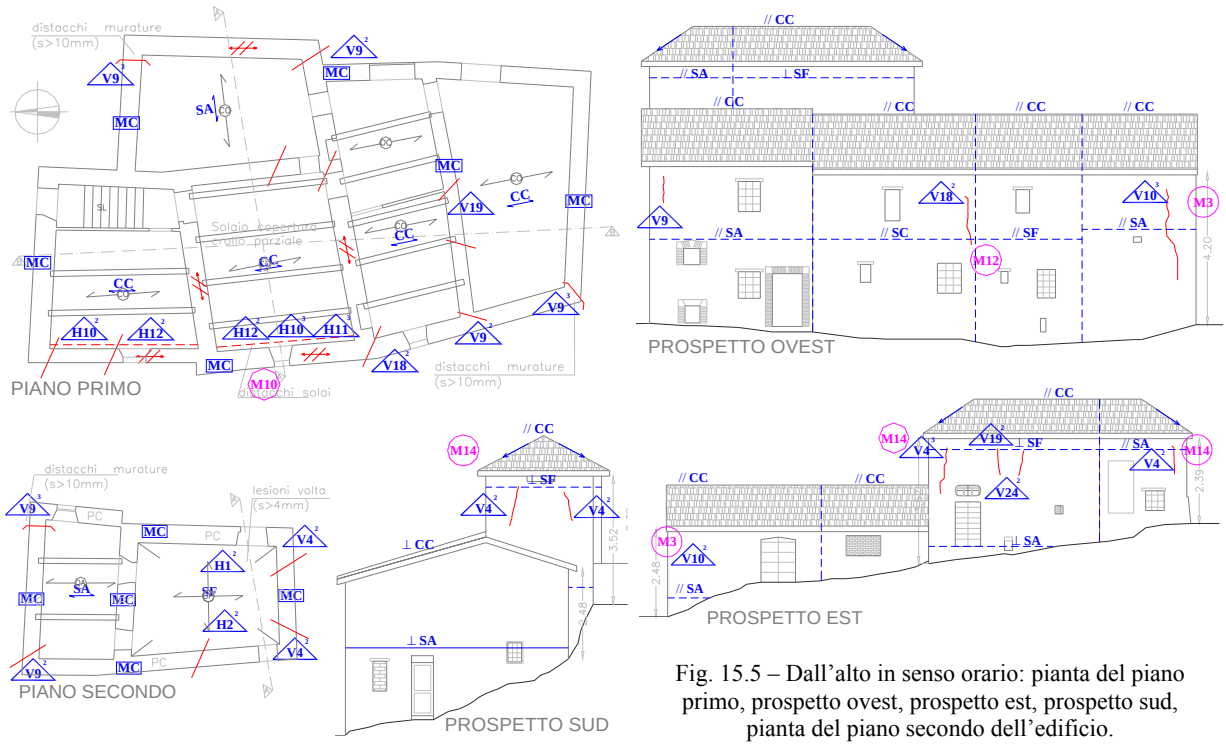


Fig. 15.5 – Dall'alto in senso orario: pianta del piano primo, prospetto ovest, prospetto est, prospetto sud, pianta del piano secondo dell'edificio.

La lettura del quadro dei danni riportati dall'edificio permette di individuare i meccanismi di collasso attivati a seguito del sisma del 1997, rappresentati principalmente: dal ribaltamento della facciata sul prospetto sud del fabbricato (Fig. 15.5), con trascinamento di cunei di muratura appartenenti alle pareti ad essa ortogonali, come denunciato dall'andamento delle lesioni visibili sui prospetti ovest ed est (Fig. 15.6); dal ribaltamento dei cantonali costituenti le angolate del corpo rialzato, che si manifesta attraverso il distacco di macroelementi cuneiformi individuati da lesioni pressoché diagonali (Fig. 15.5 e Fig. 15.6).

Il ribaltamento che coinvolge la parete a sud è determinato dall'assenza di trattenimento della stessa nei confronti delle azioni fuori piano, mentre il trascinamento di porzioni di muratura appartenenti alle pareti di controvento è legato al discreto grado di ammorsamento denunciato dai cantonali in questione; tuttavia a causa della ridotta qualità muraria delle pareti laterali le dimensioni dei cunei di distacco sono piuttosto limitate ed influiscono poco sulla stabilità della struttura muraria in esame.

Il ribaltamento dei cantonali nella parte alta dell'edificio è dovuto all'assenza di collegamento efficace tra le pareti e la copertura ed alla probabile azione di spinta esercitata dai puntoni del tetto a padiglione che sovrasta il corpo secondario. L'andamento delle superfici di frattura e l'apertura delle lesioni osservate nelle pareti confluenti nei cantonali, che interessano in varia misura tutte le angolate del corpo strutturale esaminato, è poi variabile da un prospetto all'altro in relazione alla qualità della muratura che caratterizza le pareti interessate.

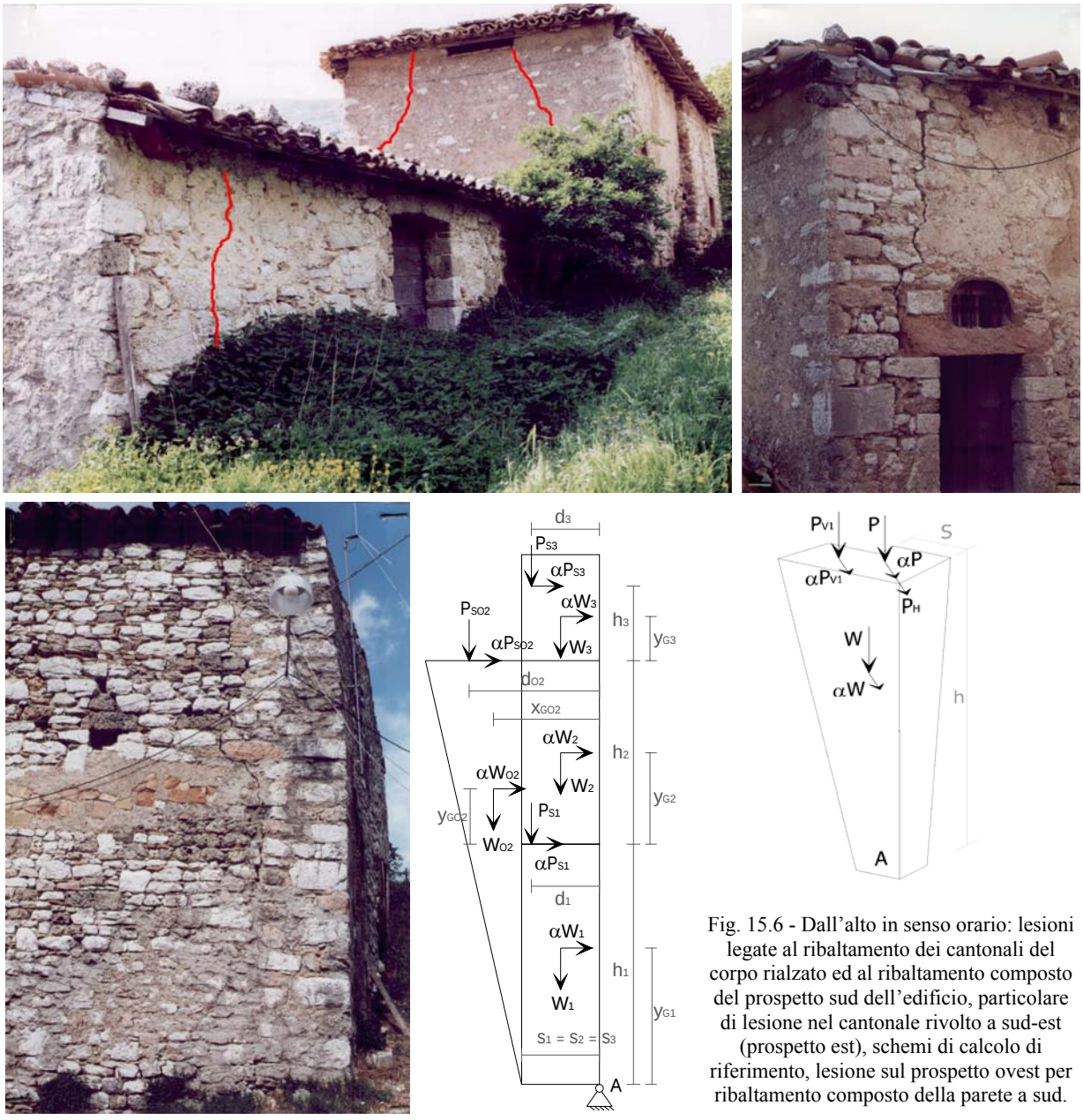


Fig. 15.6 - Dall'alto in senso orario: lesioni legate al ribaltamento dei cantonali del corpo rialzato ed al ribaltamento composto del prospetto sud dell'edificio, particolare di lesione nel cantonale rivolto a sud-est (prospetto est), schemi di calcolo di riferimento, lesione sul prospetto ovest per ribaltamento composto della parete a sud.

Lo stato di decompressione indotto dal sisma nella parte alta del corpo secondario è poi evidente anche nell'osservazione delle condizioni di degrado rilevate nella volta a padiglione sottostante la copertura e da ulteriori lievi lesioni pressoché verticali presenti sul prospetto est (Fig. 15.5).

Si procede all'analisi dei meccanismi di collasso che con maggiore probabilità possono interessare la struttura in esame. Si considerano perciò: il ribaltamento composto del prospetto sud, con trascinamento di cunei di distacco appartenenti ad entrambe le pareti ortogonali; il ribaltamento di uno dei cantonali del corpo rialzato. Per valutare le azioni sui macroelementi considerati si fa riferimento ai seguenti carichi unitari:

ANALISI DEI CARICHI SUI MACROELEMENTI		
Carichi permanenti	Muratura di pietra sbozzata [kN/m^3]	20,00
	Solaio in legno a doppia orditura [kN/m^2]	1,60
	Copertura in legno a doppia orditura [kN/m^2]	1,20
Sovraccarichi accidentali	Locali di abitazione [kN/m^2]	2,00
	Coperture non accessibili [kN/m^2]	0,50
	Sovraccarico da neve [kN/m^2]	1,93

Si analizzano dapprima le condizioni di collasso della facciata sud dell'edificio il cui schema di calcolo è rappresentato in Fig. 15.6. Le caratteristiche geometriche della parete considerata e le azioni che si esercitano sul macroelemento, definite secondo lo schema di analisi descritto nel capitolo 12 e valutate in relazione alle informazioni desunte dagli elaborati grafici, sono indicate nella tabella:

ELEVAZIONE		**1**	**2**	**3**
Geometria	Spessore della parete s_i [m]	0,60	0,60	0,60
	Superficie della facciata (al netto delle aperture) [m^2]	17,00	16,20	6,65
	Area di influenza dell'orizzontamento sulla facciata [m^2]	15,80	-	20,00
	Superficie globale dei cunei di trascinamento[m^2]	-	4,02	-
	Area di influenza dell'orizzontamento sui cunei [m^2]	-	2,00	-
	Braccio verticale del carico trasmesso dai solai h_i [m]	2,90	5,00	5,70
	Braccio orizzontale del carico del solaio sulla facciata d_i [m]	0,53	-	0,53
	Braccio orizzontale del carico del solaio sui cunei d_{Oi} [m]	-	1,00	-
	Quota del baricentro della parete di facciata y_{Gi} [m]	1,67	3,89	5,39
	Quota del baricentro dei cunei di distacco y_{GOi} [m]	-	3,58	-
	Ascissa del baricentro dei cunei di distacco x_{GOi} [m]	-	0,90	-
	Angolo di inclinazione della copertura [◦]	-	-	17
Azioni	Peso proprio della parete di facciata W_i [kN]	204,0	194,4	79,8
	Peso proprio dei cunei di distacco W_{Oi} [kN]	-	48,2	-
	Carico trasmesso dal solaio sulla facciata P_{Si} [kN]	30,0	-	31,7
	Carico trasmesso dal solaio sui cunei P_{SOi} [kN]	-	3,2	-

Con riferimento alla tabella precedente si osserva che i dati relativi alla terza elevazione sono riferiti alla porzione di parete costituente il timpano della facciata e che le grandezze riguardanti i cunei di distacco sono ottenute come risultanti di quelle relative a ciascuna porzione di muratura appartenente alle due pareti ortogonali alla facciata. La geometria del macroelemento ribaltante, ed in particolare l'inclinazione dell'angolo formato dalla diagonale del cuneo trascinato con la verticale, è stata definita a partire dal quadro fessurativo rilevato. Si ottengono quindi i seguenti risultati:

RIBALTAMENTO COMPOSTO PARETE SUD (CASO)		**A**	**B**
Momento stabilizzante	Peso proprio delle pareti [kN·m]	143,5	95,6
	Peso proprio dei cunei di distacco [kN·m]	43,4	38,6
	Carico dei solai [kN·m]	32,7	26,5
	Carico dei solai sui cunei [kN·m]	3,2	2,9
Momento ribaltante	Inerzia delle pareti di facciata [kN·m]	1527,0	1527,0
	Inerzia dei cunei di distacco [kN·m]	172,6	172,6
	Inerzia dei solai [kN·m]	267,7	267,7
	Inerzia dei solai sui cunei [kN·m]	16,0	16,0
MOLTIPLICATORE DI COLLASSO α_0		**0,112**	**0,082**

Come nei casi precedenti nell'analisi delle condizioni di collasso della facciata è stata considerata anche l'ipotesi per la quale a causa della ridotta resistenza a compressione della muratura il ribaltamento della parete avvenga attorno ad una cerniera cilindrica interna alla sezione muraria (caso B) ed arretrata di x = 10 cm rispetto al punto A (Fig. 15.6).

Si esamina ora il meccanismo di ribaltamento di uno dei cantonali appartenenti al corpo secondario dell'edificio. A tal fine si prende in considerazione il cantonale costituente l'angolata di sud-est, la cui geometria risulta ben definita dall'osservazione del quadro fessurativo, ma che assume dimensioni maggiori e che è quindi presumibilmente caratterizzato da maggiore stabilità. Le caratteristiche geometriche del macroelemento ribaltante, individuato dalla porzione di muratura delimitata dalle lesioni visibili sulle pareti confluenti nel cantonale (Fig. 15.5 e Fig. 15.6), e le azioni che si esercitano su di esso, definite secondo lo schema di analisi descritto nel capitolo 12 e valutate in relazione alle informazioni ricavate dagli elaborati grafici, sono riepilogate nella tabella seguente:

DATI INIZIALI		
Geometria	Spessore delle pareti convergenti nel cantonale s [m]	0,65
	Superficie della copertura gravante sul cantonale [m^2]	4,24
	Superficie della copertura gravante sulle pareti confluenti [m^2]	1,45
	Volume del macroelemento ribaltante [m^3]	1,95
	Braccio verticale dei carichi trasmessi dalla copertura h [m]	3,20
	Braccio orizzontale del carico trasmesso sul cantonale d_P [m]	0,49
	Braccio orizzontale del carico verticale in testa alla parete 1 d_1 [m]	0,95
	Quota del baricentro del cuneo di distacco y_G [m]	1,97
	Braccio orizzontale del baricentro del cuneo di distacco x_G [m]	0,57
	Angolo di inclinazione della copertura [◦]	28
Azioni	Peso proprio del cuneo di distacco W [kN]	39,0
	Carico trasmesso dalla copertura sul cantonale P [kN]	4,5
	Spinta statica della copertura sul cantonale P_H [kN]	1,9
	Carico verticale della copertura sulla parete 1 P_{V1} [kN]	1,4

Con riferimento alla tabella precedente si specifica che i carichi trasmessi dalla copertura direttamente sul cantonale sono quelli trasferiti attraverso il puntone del tetto a padiglione; inoltre data la geometria del macroelemento, caratterizzata da una maggiore estensione all'interno della parete sud (Fig. 15.6), l'azione verticale esercitata dalla copertura in testa alle pareti confluenti nell'angolata è rappresentata dal solo carico agente in testa alla porzione di essa coinvolta nel cinematismo. Si osserva poi che il macroelemento considerato non risente direttamente dell'azione della volta a padiglione sottostante la copertura lignea, la quale trasferisce i carichi sui muri perimetrali sui quali poggia, poiché alla quota d'imposta della stessa le sue dimensioni sono ridotte al solo cantonale. Si ha quindi:

RIBALTAMENTO DEL CANTONALE (CASO)		**A**	**B**
Momento stabilizzante	Peso proprio del cuneo di distacco [kN·m]	22,2	16,4
	Carico trasferito sul cantonale [kN·m]	2,2	1,5
	Carico verticale sulle pareti [kN·m]	1,3	1,1
Momento ribaltante	Inerzia del cuneo [kN·m]	76,8	76,8
	Inerzia del carico sul cantonale [kN·m]	14,4	14,4
	Inerzia del carico sulle pareti [kN·m]	4,5	4,5
	Spinta statica del puntone [kN·m]	6,1	6,1
MOLTIPLICATORE DI COLLASSO α_0		**0,206**	**0,135**

Anche in questo caso nella valutazione del moltiplicatore sismico che provoca il collasso dell'elemento strutturale in esame è stata presa in considerazione la possibilità che a causa della ridotta resistenza a compressione della muratura il ribaltamento del macroelemento avvenga rispetto ad una

cerniera interna al cantonale (caso B) ed arretrata di $x = 15$ cm rispetto al punto A (Fig. 15.6), nella direzione della diagonale dell'angolata.

Il coefficiente sismico valutato relativamente al cinematismo di ribaltamento composto della parete di facciata sul lato sud del fabbricato risulta piuttosto modesto e lo è ancor più se si considerano le ridotte caratteristiche meccaniche della struttura muraria costituente l'edificio. Il trascinamento di porzioni di muratura costituenti le pareti di controvento nel caso in questione influisce poco sull'incremento di stabilità della facciata; ciò è dovuto principalmente alle dimensioni ridotte dei cunei coinvolti nel cinematismo. Si può perciò osservare che la presenza di cantonali ben eseguiti negli edifici, se non accompagnata da una adeguata qualità muraria delle pareti di controvento (oltre che dalla presenza di presidi atti a contrastare le azioni fuori piano sui muri), non consente di incrementare in maniera sensibile le condizioni di sicurezza.

Il ribaltamento del cantonale esaminato è accompagnato da valori lievemente più elevati del coefficiente sismico; anche in questo caso, l'arretramento della posizione della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento all'interno dello spessore murario comporta una riduzione di α_0. Bisogna comunque osservare che il valore del moltiplicatore di collasso valutato è molto sensibile all'entità della spinta statica esercitata nella direzione del ribaltamento e che quest'ultima risulta qui piuttosto ridotta data l'esiguità dei carichi trasferiti dal puntone del tetto. Come anzidetto si evidenzia inoltre che il cantonale esaminato è probabilmente quello caratterizzato da maggiore stabilità rispetto agli altri individuati nella parte alta del corpo secondario dell'edificio e contraddistinti da dimensioni minori.

15.5 EDIFICIO 5 (CODICE DEL PROGETTO: 1006)

Si analizzano le condizioni di collasso dell'edificio ad uso di civile abitazione identificato dal codice di progetto n° 1006 (v. scheda relativa). Il fabbricato in questione è sito nel Comune di Camerino (Provincia di Macerata) ad un'altitudine di 661 m s.l.m.. L'edificio fa parte di un aggregato strutturale del quale costituisce corpo d'angolo e condivide con i fabbricati costruiti in adiacenza due muri perimetrali ortogonali. L'organizzazione planimetrica appare compatta, la pianta si sviluppa in altezza su due livelli; quello superiore, lievemente più esteso di quello sottostante, presenta una parte in aggetto gravante su un elemento colonnale (Fig. 15.7). Nell'edificio esaminato è possibile inoltre distinguere, per differente comportamento in condizioni sismiche, il corpo più esterno costituente il lato est e caratterizzato da un maggiore grado di instabilità, denunciato anche dal maggior grado di danneggiamento; si tratta della conseguenza del posizionamento all'estremità libera dell'aggregato, che non consente di beneficiare dell'effetto di contenimento delle cellule adiacenti.

La struttura muraria è realizzata con muratura di pietra sbozzata, probabilmente di modesta qualità, e gli orizzontamenti sono costituiti da solai in legno e copertura lignea non spingente a travi orizzontali. Come evidenziato dal quadro dei dissesti rilevato nel fabbricato la qualità dei collegamenti strutturali tra le pareti e gli orizzontamenti non garantisce un comportamento resistente d'insieme; si osserva invece, in particolar modo nel corpo più esterno, la propensione a manifestare collassi parziali. Le pareti ortogonali sono in molti casi probabilmente caratterizzate da un adeguato grado di ammorsamento evidenziato anche dal fatto che non si rilevano nel fabbricato distacchi significativi in corrispondenza delle intersezioni murarie.

Il danneggiamento della struttura è rappresentato principalmente da lesioni dovute all'interazione tra strutture adiacenti, dissesti ad architravi di porte e finestre, lesioni ad andamento verticale e diagonale nei parapetti e nelle fasce di piano, lesioni diffuse di varia entità lungo le pareti, lesioni ad andamento verticale o diagonale in prossimità di cantonali e martelli murari; sono anche rilevabili distacchi delle strutture orizzontali da quelle verticali (Fig. 15.7). L'edificio risulta quindi caratterizzato da un quadro di dissesti molto articolato, che può essere tuttavia compreso ed interpretato una volta inquadrato all'interno dei principali meccanismi di collasso attivati a seguito del sisma da esso subito.

Oltre alle superfici di frattura rilevate all'interfaccia tra i vari corpi distinguibili nel fabbricato, e dovute al comportamento strutturale differenziato che caratterizza ciascun elemento costituente l'aggregato edilizio, si evidenzia una serie di dissesti legati alla instabilizzazione operata dal sisma nei riguardi della colonna a sostegno del corpo aggettante del primo piano sul prospetto sud. È possibile

infatti che lievi cedimenti e spostamenti della stessa, resa instabile dagli effetti dello scuotimento sismico sul corpo sostenuto, abbiano causato le lesioni verticali e diagonali che interessano la sovrastante fascia di muratura, per superamento della resistenza a trazione della stessa conseguente allo slittamento verso il basso della porzione di parete interessata.

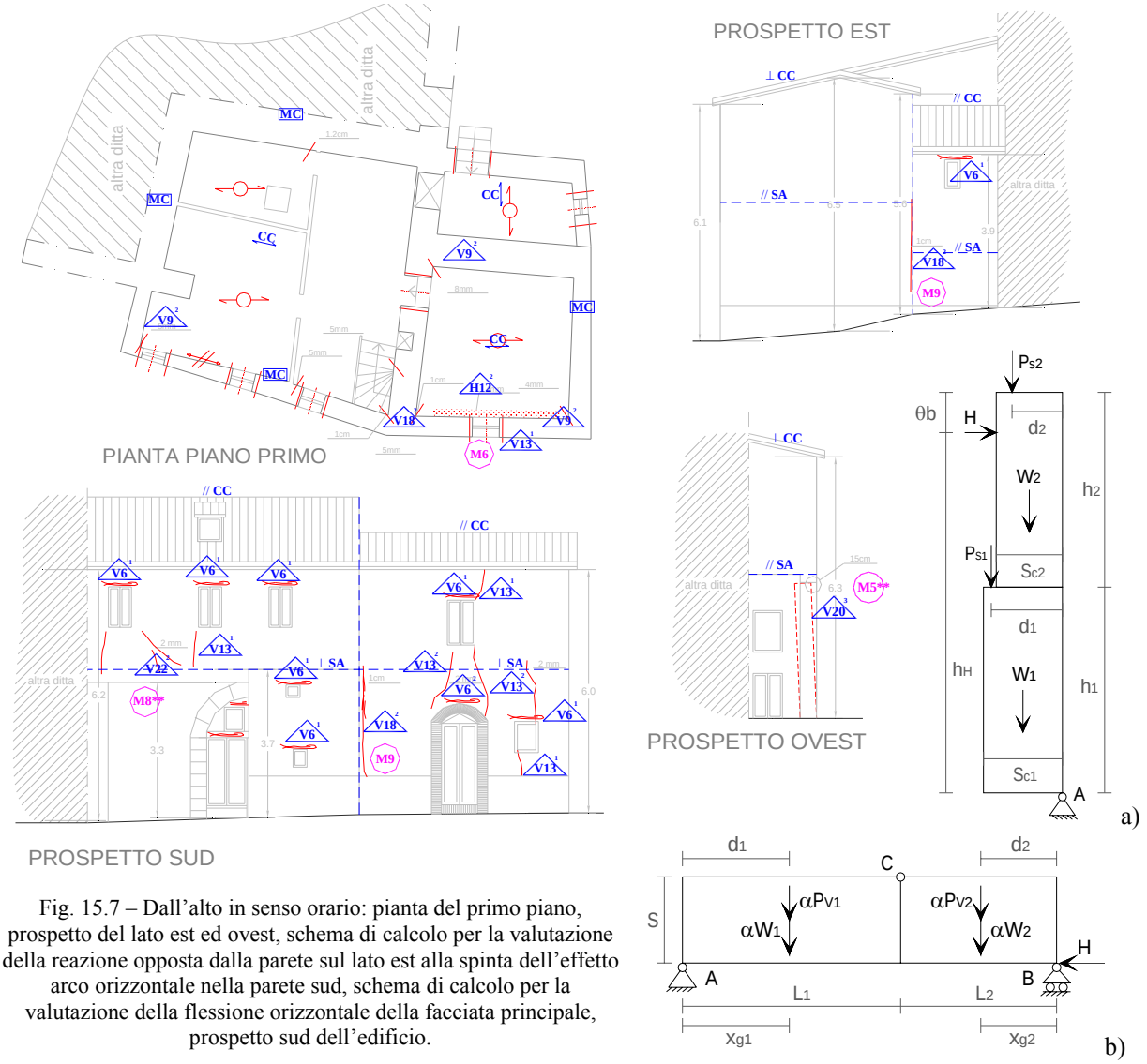


Fig. 15.7 – Dall'alto in senso orario: pianta del primo piano, prospetto del lato est ed ovest, schema di calcolo per la valutazione della reazione opposta dalla parete sul lato est alla spinta dell'effetto arco orizzontale nella parete sud, schema di calcolo per la valutazione della flessione orizzontale della facciata principale, prospetto sud dell'edificio.

Un altro fenomeno di notevole interesse è rappresentato dal meccanismo di flessione orizzontale attivato dal sisma del 1997 sulla parte alta della facciata del prospetto sud in corrispondenza del corpo esterno dell'edificio.

Il probabile buon collegamento della parete in questione con i muri di controvento e l'assenza di trattenimento in sommità della stessa, associato anche all'inefficacia del contenimento nei confronti di spostamenti nel piano della parete operato dalla struttura muraria costituente la facciata sul prospetto est del fabbricato, hanno provocato l'instaurarsi di un cinematismo di flessione orizzontale non confinata. Le azioni fuori piano indotte dal sisma hanno quindi determinato l'insorgere di un effetto arco orizzontale la cui spinta *H* non contrastata sui muri di controvento ha causato la formazione di una lesione verticale da apertura, ben visibile sul prospetto sud, conseguente all'allontanamento della parete est (Fig. 15.7).

Nella pianta del primo piano sono inoltre evidenziate sul lato interno della parete flettente le lesioni verticali agli estremi della stessa dovute alla rotazione dei macroelementi individuati attorno a ideali cerniere cilindriche verticali passanti per esse (cerniere A e B di Fig. 15.7b).

Il distacco dell'orizzontamento in prossimità della parete in esame indica poi l'avvenuto allontanamento dalla stessa in direzione ad essa ortogonale legato all'evoluzione del cinematismo.

Nella facciata del prospetto sud sono inoltre visibili le lesioni secondarie che accompagnano l'attivazione del meccanismo di flessione orizzontale. Le fratture ad andamento verticale e diagonale che si irradiano dalla zona interessata dalla flessione, idealmente delimitabile da un arco di parabola rivolto verso l'alto, sono infatti presumibilmente legate al superamento della resistenza a trazione della muratura dovuto allo stato di sollecitazione indotto dal cinematismo stesso nel piano della parete.

Il generale stato di decompressione della facciata in questione, in particolare nella fascia di piano compresa al di sotto della zona interessata dal cinematismo, ha infine provocato il danneggiamento dell'arco e dell'architrave sovrastante la finestra.

Si procede quindi all'analisi del meccanismo di flessione orizzontale descritto, accompagnato dall'esame delle condizioni di equilibrio della parete di controvento sul lato est, al fine di individuare l'entità del coefficiente sismico α_0 associato all'attivazione dello stesso. Nella valutazione delle azioni che si esercitano sui macroelementi considerati si fa riferimento ai seguenti carichi unitari:

ANALISI DEI CARICHI SUI MACROELEMENTI		
Carichi permanenti	Muratura di pietra sbozzata [kN/m^3]	20,00
	Solaio in legno [kN/m^2]	0,80
	Copertura in legno a doppia orditura [kN/m^2]	1,20
Sovraccarichi accidentali	Locali di abitazione [kN/m^2]	2,00
	Coperture non accessibili [kN/m^2]	0,50
	Sovraccarico da neve [kN/m^2]	2,38

Si analizzato dapprima le condizioni di equilibrio della parete di controvento, sottoposta alla spinta orizzontale H dovuta all'effetto arco nella facciata sud, e si determina quindi la massima reazione esplicabile dalla stessa nei riguardi degli spostamenti orizzontali nel piano della facciata.

Lo schema di calcolo a cui fare riferimento è quello indicato in Fig. 15.7a e prevede la valutazione dell'equilibrio al ribaltamento, rispetto alla sezione di base, di una fascia verticale di muratura efficace assunta di larghezza costante pari a due volte lo spessore della parete flettente (1 m). Le caratteristiche geometriche dell'elemento strutturale esaminato e le azioni che si esercitano sulla parete, valutate in relazione alle informazioni desunte dagli elaborati grafici, sono indicate nella tabella:

ELEVAZIONE		**1**	**2**
Geometria	Spessore della parete di controvento s_{ci} [m]	0,70	0,55
	Superficie efficace della parete di controvento [m^2]	2,90	3,26
	Area di influenza dell'orizzontamento [m^2]	0,25	2,50
	Altezza media della parete di controvento (interpiano) h_i [m]	2,90	3,25
	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio d_i [m]	0,63	0,43
	Braccio verticale della spinta dell'arco orizzontale h_H [m]	-	5,65
Azioni	Peso proprio della parete di controvento W_i [kN]	40,6	35,9
	Carico trasmesso dal solaio P_{Si} [kN]	0,3	4,2

Con riferimento alla tabella precedente si osserva che il braccio verticale della spinta H sul muro è stato valutato in relazione alle caratteristiche geometriche dei macroelementi coinvolti nella flessione orizzontale, come di seguito illustrato. Si osserva poi che l'azione esercitata dalla copertura sulla parete ribaltante viene valutata come risultante del carico trasmesso dalle travi del tetto e dalla porzione di copertura direttamente gravante sul muro.

Per quanto riguarda l'esame delle condizioni di collasso per flessione orizzontale del prospetto sud si fa notare che non essendo stato rilevato un evidente quadro fessurativo che permettesse di individuare la geometria dei macroelementi coinvolti nel cinematismo in maniera inequivocabile si è ritenuto opportuno in questo caso fare riferimento alla fascia di sottotetto compresa al disopra della finestra. Le caratteristiche geometriche dell'elemento strutturale considerato e le azioni che si esercitano

sui macroelementi, definite secondo lo schema di analisi descritto nel capitolo 14 e valutate in relazione alle informazioni desunte dagli elaborati grafici, sono indicate nella tabella seguente:

DATI INIZIALI		
Geometria	Spessore della parete *s* [m]	0,50
	Lunghezza del macroelemento *i*-esimo L_i [m]	2,00
	Altezza della fascia muraria *b* [m]	0,80
	Superficie della copertura gravante sul corpo *i*-esimo [m^2]	2,00
	Braccio orizzontale del baricentro del corpo *i*-esimo x_{Gi} [m]	1,00
	Braccio orizzontale del carico in testa al corpo *i*-esimo d_i [m]	1,00
Azioni	Peso proprio del macroelemento *i*-esimo W_i [kN]	16,0
	Carico verticale trasmesso in testa al corpo *i*-esimo P_{Vi} [kN]	3,4
	Reazione alla spinta dell'arco orizzontale *H* [kN]	4,6

Il valore minimo del moltiplicatore α_0 è in genere ricercato al variare della posizione della sezione di frattura che separa i due corpi costituenti la fascia muraria considerata, e quindi in relazione a differenti configurazioni geometriche e di carico dei macroelementi. Si osserva tuttavia che in presenza di geometria uniforme e carichi distribuiti con regolarità lungo la parete, è ragionevole considerare la posizione della sezione di frattura associata all'attivazione del cinematismo in corrispondenza della mezzeria della stessa. Si precisa inoltre che il parametro h_H indicante il braccio verticale della spinta della parete di facciata sulla parete di controvento nei riguardi del ribaltamento attorno alla sezione di base viene fissato in relazione all'altezza della fascia di muratura coinvolta nel cinematismo di flessione orizzontale ed è scelto in questo caso considerando l'azione *H* applicata a metà della stessa.

Nell'analisi delle condizioni di collasso della facciata si ritiene opportuno inoltre tentare di delineare una differente geometria dei macroelementi, tracciata in base al quadro fessurativo rilevato e condizionata dalla presenza della finestra a primo piano, descritta da un andamento parabolico della superficie di distacco. Si considera in questo caso una maggiore altezza del cuneo di apertura, coinvolgente per intero la finestra in facciata, e conseguentemente anche un diverso valore del parametro h_H. In questo modo (caso B) si può prendere in considerazione una differente distribuzione delle masse coinvolte e quindi dei carichi applicati alla parete, nonché le ridotte caratteristiche meccaniche della muratura. Si ottiene pertanto:

FLESSIONE ORIZZONTALE DELLA PARETE SUD		
A	Distanza maggiore della sezione di frattura dal bordo della parete [m]	2,00
	Moltiplicatore di collasso α_0	**0,119**
B	Distanza maggiore della sezione di frattura dal bordo della parete [m]	2,40
	Moltiplicatore di collasso α_0	**0,075**

L'aver considerato una cattiva qualità muraria della parete in esame, e quindi una maggiore altezza del cuneo di distacco interessato dal cinematismo di flessione orizzontale, giustifica la riduzione del coefficiente di collasso α_0 valutato. Si pone perciò in evidenza la necessità di individuare, in assenza di un quadro fessurativo, le caratteristiche meccaniche della muratura costituente la parete: solo così è possibile una stima verosimile dell'entità dell'azione sismica che determina la crisi del sistema. La valutazione del moltiplicatore α per questo tipo di cinematismo è anche sensibilmente condizionata dalla individuazione della fascia di muratura efficace nel contenimento degli spostamenti orizzontali indotti dal meccanismo e quindi dalla qualità della muratura costituente le pareti di controvento. Tuttavia, pur considerando tali incertezze, il modello di analisi adottato consente di stimare con sufficiente attendibilità un ristretto intervallo di valori associati al moltiplicatore cercato.

16 APPLICATIVI PER LA VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE SISMICO E DELLA PGA DI COLLASSO

Nell'ambito delle attività svolte nella Ricerca sono stati messi a punto una serie di fogli di calcolo, raccolti in un applicativo denominato C.I.N.E. (Fig. 16.1) (nel CD allegato), che permettono la valutazione automatica dei moltiplicatori α_0 delle azioni orizzontali associati ai più comuni meccanismi di collasso locali degli edifici ordinari in muratura, analizzati secondo la metodologia proposta ed illustrata nei capitoli precedenti. In particolare, in ognuno dei fogli sono implementate le espressioni di α_0 elaborate per ognuno dei cinematismi analizzati. Lo scopo è quello di fornire un agile strumento per l'analisi delle condizioni di equilibrio limite dei macroelementi che manifestano condizioni di instabilità negli edifici esaminati mediante l'*approccio cinematico* (OPCM 3431/2005) a partire dalla semplice conoscenza delle caratteristiche geometriche e di carico degli stessi.

La procedura di analisi delle condizioni di sicurezza degli edifici esistenti in muratura (si vedano a tal riguardo anche le *Schede* in Appendice) prevede inizialmente un accurato rilievo volto in particolare alla valutazione delle caratteristiche tecnologiche del sistema resistente e della qualità muraria, alla stima delle condizioni di vincolo fra i componenti dell'organismo edilizio in esame ed all'individuazione dello stato di danno e delle eventuali sconnessioni prodotte da sismi precedenti. In tal modo è consentito ipotizzare i meccanismi di collasso attivati o attivabili e l'eventuale formazione di macroelementi che si separano dalla struttura e che possono andare incontro ad instabilizzazione e collasso per azioni fuori dal piano. Si può procedere quindi alla definizione di uno schema di calcolo di riferimento ed alla individuazione e valutazione di tutte le grandezze necessarie per la stima del coefficiente α_0 in base ai criteri esposti all'interno dei capitoli precedenti.

In tale ambito l'applicativo messo a punto consente di evitare la fase di elaborazione e computo e di pervenire alla determinazione delle condizioni di collasso degli edifici attraverso la semplice valutazione di un ridotto numero di grandezze geometriche e di carico di immediata definizione anche a partire da una *conoscenza limitata* della struttura (OPCM 3431/2005). Nel caso di edifici caratterizzati da assenza di comportamento strutturale d'insieme l'utilizzo di C.I.N.E. permette inoltre di valutare le P.G.A. di collasso associate a ciascuno dei cinematismi trattati nei capitoli precedenti consentendo così di eseguire verifiche sismiche nel rispetto dei principi introdotti dall' O.P.C.M. 3274/03 e s.m.i.

Nella Fig. 16.2 è illustrata, come esempio, la schermata d'interfaccia di uno dei fogli di calcolo tratto dall'applicativo in questione e riferito al caso di ribaltamento semplice di parete monolitica coinvolgente uno o più piani dell'edificio.

Per ognuno dei casi esaminati i fogli di calcolo sono articolati in quattro sezioni principali: *Dati Iniziali*, *Dati di Calcolo*, *Moltiplicatore di Collasso* α_0 e *Calcolo delle PGA*; presentano lo schema di calcolo di riferimento così come definito all'interno dei capitoli precedenti ed utilizzano la medesima simbologia. Ogni foglio è poi provvisto di brevi note esplicative che guidano nella compilazione dello stesso e nell'interpretazione dei risultati ottenuti. Ciascuna casella è contraddistinta da sfondo di colore differente in relazione alla propria funzione, specificata dalla legenda a margine. Le caselle evidenziate dal bordo marcato contengono dati di output derivanti da elaborazioni finali o intermedie. I fogli di calcolo permettono la modifica dei dati presenti nelle sole caselle di input; alcuni controlli sulla compatibilità dei dati immessi possono generare messaggi di errore evidenziati in rosso.

Nella prima parte *Dati Iniziali* occorre inserire le informazioni geometriche e quelle relative ai carichi agenti sul macroelemento considerato secondo quanto richiesto. Ogni grandezza è brevemente descritta ed è denominata come nella trattazione dei capitoli precedenti e nello schema grafico riportato, al fine di agevolare la compilazione dei fogli di calcolo. I dati immessi vengono generalmente riferiti ai diversi piani dell'edificio (ciascuna elevazione è indicata in una riga) ad eccezione di quelle informazioni che valgono in generale o che sono associate ad un unico livello (ad esempio la copertura). A tal proposito, per una corretta definizione dello schema di calcolo al quale si intende fare riferimento nell'analisi dei cinematismi che coinvolgono diverse elevazioni dell'edificio, occorre precisare che nei fogli di calcolo sono usati indistintamente i termini *piano* ed *elevazione*, intendendo per piano o elevazione dell'edificio la porzione dello stesso che è individuata da due orizzontamenti successivi. In particolare ogni piano o elevazione è definito dalle quote di applicazione dei carichi trasmessi dagli

orizzontamenti; nel caso di copertura a falde inclinate (o in qualsiasi altra situazione diversa dal solaio orizzontale ad una sola quota) è opportuno considerare la quota di piano in corrispondenza del punto di applicazione della risultante dei carichi trasmessi dalla stessa.

Nelle parti *Dati di Calcolo* e *Moltiplicatore di Collasso* α_0 sono proposte le informazioni elaborate secondo i modelli di analisi descritti in precedenza. Si osserva che nelle caselle contenenti i dati di output il termine N.C. indica un valore *Non Calcolato* per incompletezza delle informazioni.

Nella sezione *Calcolo delle PGA* in cui, con riferimento a quanto disposto nell'Allegato 11.C dell'OPCM 3274/03 e s.m.i., è proposta la verifica delle condizioni di sicurezza nei confronti dello Stato Limite Ultimo (SLU) dei macroelementi individuati, attraverso un approccio semplificato con fattore di struttura (*Analisi cinematica lineare*) vengono valutate le accelerazioni di picco al suolo che provocano il collasso della struttura, da confrontare, ai fini della verifica, con le PGA di riferimento.

I fogli di calcolo messi a punto sono riferiti a cinematismi coinvolgenti pareti monolitiche ma possono essere efficacemente utilizzati anche per analizzare le condizioni di equilibrio di pareti a doppia cortina, o comunque caratterizzate da paramenti scollegati, riferendo le grandezze richieste al solo paramento esterno. Infatti nella maggior parte dei casi il collasso riguarda la sola cortina esterna ed, essendo tra l'altro problematica la valutazione della deformabilità che consente il trasferimento di azioni orizzontali attraverso la superficie di contatto tra i due paramenti, è opportuno e ragionevole analizzare un meccanismo che interessa il solo paramento esterno in assenza di interazione. In tali casi la valutazione è condotta attraverso l'applicazione delle medesime espressioni di α_0 proposte per le pareti monolitiche, riferite alla sola cortina esterna, e l'utilizzo di C.I.N.E. si concretizza mediante l'inserimento tra i dati di input delle grandezze richieste relative alla stessa. Tale modo di procedere è comunque ammissibile nella considerazione che le analisi effettuate sono sempre caratterizzate da un certo margine di approssimazione e rappresentano procedure di stima dei valori più probabili dell'accelerazione sismica che provoca il collasso degli edifici, o di parti di essi, che devono necessariamente essere accompagnate da un adeguato esame critico del fenomeno.

Fig. 16.1 – C.I.N.E.: Intestazione

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

Valutazione dei moltiplicatori di collasso α_0 per meccanismi locali di PARETI MONOLITICHE NON VINCOLATE AGLI ORIZZONTAMENTI E NON EFFICACEMENTE COLLEGATE ALLE PARETI DI CONTROVENTO.
Nel caso di parete a più piani l'applicazione valuta il ribaltamento della stessa per diverse posizioni della cerniera cilindrica, in corrispondenza dei vari orizzontamenti, e fornisce i valori del moltiplicatore di collasso associato a ciascuna condizione esaminata. In tal caso occorre immettere i dati richiesti per piani successivi dell'edificio, partendo dal più basso (Elevazione 1). Nai casi in cui il macroelemento ribaltante sia caratterizzato da geometria irregolare in facciata (e la sua configurazione risulti pertanto non descrivibile attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata") non bisogna riempire la sezione "Geometria della facciata" ma occorre inserire i dati relativi al baricentro della parete ed al suo peso proprio nelle relative caselle, individuate dal fondo azzurro, presenti nelle sezioni "Caratterizzazione geometrica dei macroelementi" e "Azioni sui macroelementi". Per maggiore chiarezza si faccia riferimento alla *L*

Legenda:

- Caselle di inserimento dati
- Caselle da riempire in alternativa alla sezione "Geometria della facciata"
- Caselle contenenti i dati elaborati
- Caselle contenenti i risultati finali dell'analisi

DATI INIZIALI

Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)					Peso specifico della muratura γ_i [kN/m^3]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
	Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie				
	Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]		
1							
2							
3							
4							

Elevazione	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI						
	Spessore della parete al piano i-esimo s_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{Vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{Vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) y_{Gi} [m]
1						0,00	
2						0,00	
3						0,00	
4						0,00	

Elevazione	AZIONI SUI MACROELEMENTI						
	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]
1	0,0						
2	0,0						
3	0,0						
4	0,0						

(*) Nei casi in cui la parete (o la porzione di parete interessata dal ribaltamento) di geometria regolare risultasse priva di aperture è sufficinete specificarne l'altezza nella colonna "Quota del sottofinestra" e la larghezza nella colonna "Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture".
(**) Da riempire solo in caso di geometrie irregolari dei macroelementi in facciata, non descrivibili attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata".

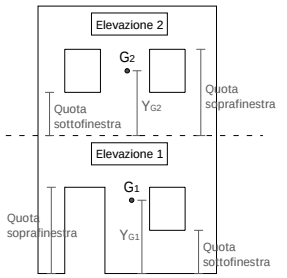


Fig. 1 - Esempio di rappresentazione schematica della parete ribaltante

DATI DI CALCOLO

Ribaltamento delle elevaz:	MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI			
	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]
-	0,0	0,0	0,0	0,0
-	0,0	0,0	0,0	0,0
-	0,0	0,0	0,0	0,0
-	0,0	0,0	0,0	0,0

Ribaltamento delle elevaz:	MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI				
	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

CALCOLO DELLE PGA

Ribaltamento delle elevaz:	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a_0* [m/sec^2]	Altezza baricentro delle forze peso Z [m]	Fattore di Suolo S	Fattore di Struttura q
-	0,000	0,000	N.C.	N.C.		
-	0,000	0,000	N.C.	N.C.		
-	0,000	0,000	N.C.	N.C.		
-	0,000	0,000	N.C.	N.C.		

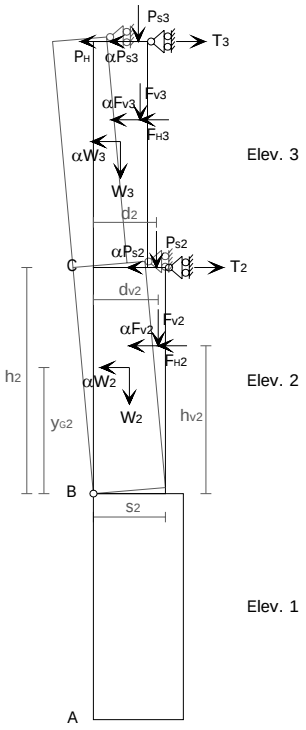


Fig. 2 - Schema di calcolo

MOLTIPLICATORE DI COLLASSO α_0	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0
	-	N.C.
	-	N.C.
	-	N.C.
	-	N.C.

PGA DI COLLASSO (SLU)	Ribaltamento delle elevazioni:	PGA di collasso (SLU)
	-	N.C.
	-	N.C.
	-	N.C.
	-	N.C.

Fig. 16.2 – C.I.N.E.: foglio di calcolo per la valutazione di coefficienti di collasso e PGA relative ai cinematismi di ribaltamento semplice di parete monolitica coinvolgente uno o più piani dell'edificio (denominato RS MONO).

Osservazioni conclusive

La rassegna dei meccanismi proposti è utilizzabile per descrivere gran parte dei danneggiamenti rilevati sugli edifici con scenari di danno prodotti dai recenti terremoti dell'Italia Centrale.

Nella rassegna sono riportati, senza specifiche variazioni, alcuni dei casi più semplici, già descritti nella letteratura disponibile. Sono anche riportati, con rielaborazioni tese a descrivere in modo più realistico le situazioni osservate, casi più articolati, utilizzabili direttamente per edifici a più piani, per esempio, o per situazioni con varianti geometriche.

Gli esempi riportati alla fine della presentazione di ogni famiglia di meccanismi ed i casi di studio, selezionati tra quelli del catalogo utilizzato per la ricerca, scelti per esemplificare l'applicazione delle procedure proposte, consentono di chiarire le modalità di approccio all'analisi del comportamento strutturale.

Deve essere ben chiaro che le formule proposte non sono ricette assolute e non modificabili. Devono essere considerate lo strumento base per una analisi che richiede, da parte dell'utilizzatore, un attento lavoro preliminare. Questo è un passaggio obbligatorio per individuare possibili alternative alla scelta dei meccanismi e dei macroelementi che li compongono, tenendo conto sia della qualità dei materiali sia dell'organizzazione dell'apparato strutturale. Le alternative individuate, analizzate implementando le procedure in fogli di calcolo, consentono di acquisire quella molteplicità di soluzioni, che è l'unica che consente di inquadrare, da un lato, o di prevedere, dall'altro, con sufficiente attendibilità il comportamento delle strutture studiate.

APPENDICE - SCHEDE ILLUSTRATIVE DEI PRINCIPALI MECCANISMI DI COLLASSO NEGLI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA, DEI RELATIVI MODELLI CINEMATICI DI ANALISI E DEGLI APPLICATIVI DI CALCOLO

Nelle pagine seguenti sono riportate alcune schede riepilogative dei principali contenuti elaborati all'interno dei capitoli precedenti e di alcuni dei risultati ottenuti nell'ambito della ricerca relativa ai *Modelli cinematici per l'analisi strutturali degli edifici in muratura*, con il fine di fornire al Lettore un compendio esplicativo degli argomenti trattati ed una sorta di guida essenziale all'analisi dei meccanismi di collasso di edifici esistenti in muratura. I contenuti sono articolati in 4 schede principali, relative ciascuna ad ognuno dei raggruppamenti di meccanismi di collasso locali che più frequentemente interessano le tipologie di edifici considerati, ed ulteriori schede ridotte riferite ai casi specifici distinti all'interno di ciascun raggruppamento e per i quali si ritiene opportuno riportare semplicemente le formulazioni e gli schemi di analisi, già ampiamente descritti nei capitoli precedenti, con brevi commenti che ne evidenziano le particolarità rispetto ai casi generali.

Le 4 schede principali, che riguardano rispettivamente i meccanismi di *Ribaltamento Semplice*, *Ribaltamento Composto*, *Flessione Verticale* e *Flessione Orizzontale*, sono articolate ciascuna in due pagine, relative la prima agli aspetti conoscitivi dell'analisi e la seconda a quelli applicativi. Nella prima pagina di ogni scheda è riportata innanzitutto una **sintetica descrizione** delle modalità di collasso associate al meccanismo trattato, accompagnata da **illustrazioni schematiche** e **riferimenti fotografici** (tratti principalmente da MEDEA – Papa e Zuccaro, 2001) di collassi realmente manifestatisi a seguito di sismi passati in edifici esistenti. Nella colonna a destra, accanto alle illustrazioni, sono poi riassunti i principali fattori condizionanti il riconoscimento di ciascun meccanismo, essenzialmente rappresentati dalle:

- **Condizioni di vincolo della parete interessata dal meccanismo** (sono indicate le condizioni di vincolo della parete, o porzione di parete, coinvolta nel cinematismo e più in particolare i vincoli la cui assenza predispone all'attivazione del meccanismo e per i quali occorre una verifica sull'edificio rivolta alla valutazione dell'esistenza e dell'efficacia);
- **Carenze e vulnerabilità associate al meccanismo** (sono segnalate le principali carenze costruttive e tecnologiche, da cui tra l'altro dipendono strettamente le condizioni di vincolo ipotizzabili per i corpi coinvolti nel cinematismo, e le vulnerabilità specifiche la cui esistenza nell'edificio è indicativa della possibilità di attivazione del meccanismo trattato);
- **Sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo** (sono individuate le condizioni di danneggiamento e dissesto che più frequentemente accompagnano l'avvenuta attivazione del meccanismo e che consentono, qualora vengano rilevate, di ipotizzare le modalità di collasso di edifici già colpiti da un sisma);
- **Differenti varianti del meccanismo** (in relazione alle diverse caratteristiche costruttive degli edifici, sono specificate le varie modalità con cui il meccanismo considerato può manifestarsi dando luogo a differenti configurazioni dei corpi coinvolti nel cinematismo di collasso).

Nella stessa pagina un'apposita sezione è dedicata alla **formulazione analitica** del relativo problema cinematico, con l'indicazione delle espressioni che consentono di valutare il moltiplicatore di collasso α associato al meccanismo, a partire dalla conoscenza delle grandezze coinvolte nell'analisi. Tali espressioni sono quelle sviluppate ed estesamente illustrate all'interno dei capitoli precedenti e la simbologia adottata è la medesima. Accanto alle espressioni è riportato lo **schema di calcolo** al quale è esplicitamente riferita la formulazione proposta e che consente una rapida individuazione del significato di ciascun termine, oltre che della configurazione geometrica assunta per il sistema, delle condizioni di vincolo ipotizzate per gli elementi della catena cinematica e delle azioni considerate agenti sui macroelementi. A concludere la rassegna degli aspetti generali relativi allo specifico meccanismo di collasso esaminato, nella sezione in fondo a sinistra della pagina iniziale di ogni scheda, sono proposti alcuni dei principali **interventi** attuabili e **presidi** efficaci per la riduzione delle condizioni di vulnerabilità degli edifici nei riguardi dell'attivazione di ciascuno di essi. Si fa osservare come si

possano considerare più efficaci gli interventi e i presidi, spesso attuati anche con costi contenuti, che consentono innanzitutto di ristabilire o rinforzare quei vincoli, mancanti o carenti, che le azioni orizzontali agenti sugli elementi della struttura muraria chiamano in causa durante il sisma, e poi quelli che riducono le specifiche vulnerabilità. Per alcuni di essi è fornita una breve descrizione, orientata principalmente all'individuazione di quelle condizioni che devono essere attuate al fine di rendere l'intervento realmente efficace, e sono proposte illustrazioni schematiche.

Nella seconda pagina di ciascuna scheda è sinteticamente schematizzata la **procedura di calcolo** realizzabile al fine di eseguire verifiche sismiche nei riguardi dell'attivazione di meccanismi locali di collasso, attraverso l'individuazione di 4 fasi fondamentali di seguito descritte. Per ogni meccanismo esaminato la procedura è condotta e illustrata con riferimento ad un **esempio applicativo** specifico e considerando a tal fine i casi di studio già esposti e sviluppati all'interno del Cap. 15. La fase computazionale è eseguita con il ricorso ai fogli di calcolo per la valutazione del coefficiente sismico e della PGA di collasso (C.I.N.E.) messi a punto nell'ambito della ricerca e proposti nel Capitolo 16.

L'esame del comportamento sismico e delle condizioni di collasso di un edificio esistente in muratura non può prescindere da un accurato **rilievo** dello stesso (fase 1), volto in particolare alla valutazione: della configurazione geometrica dell'edificio, della tipologia e qualità muraria, delle caratteristiche tecnologiche del sistema resistente e dell'efficacia delle connessioni tra gli elementi resistenti verticali e tra pareti ed orizzontamenti, delle azioni che si esercitano sugli elementi strutturali e della presenza di spinte non contrastate, dell'eventuale stato di degrado e quadro fessurativo e della possibile interazione con le strutture adiacenti e con il terreno. Così, in presenza di carenze strutturali e vulnerabilità specifiche ed in assenza di determinati vincoli nell'edificio (sintetizzati, come anzidetto, per ogni meccanismo nella prima pagina di ciascuna scheda), è consentito ammettere la possibilità di attivazione di definiti **meccanismi di collasso** locali ed ipotizzare l'evoluzione dei relativi cinematismi (fase 2). Il riconoscimento delle modalità di collasso della compagine muraria è poi agevolato qualora l'edificio in esame abbia già subito gli effetti di un sisma passato, attraverso la lettura e l'interpretazione del danneggiamento rilevato. Una volta individuato il tipo di risposta sismica dell'edificio occorre procedere alla definizione dello **schema di calcolo** (fase 3) di riferimento per il modello di analisi adottato. Questa operazione si compie attraverso la descrizione della geometria dei macroelementi che costituiscono la catena cinematica, delle condizioni di vincolo dei corpi e la determinazione delle forze su di essi agenti (pesi propri, carichi verticali portati, spinte statiche, eventuali ulteriori forze esterne, forze orizzontali prodotte dal sisma e rappresentate dalle inerzie delle masse non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio). La valutazione di tutte le grandezze richieste dal modello di analisi consente quindi di definire l'azione sismica che attiva il cinematismo esaminato attraverso il calcolo del **moltiplicatore** $\alpha = \alpha_0$ delle azioni orizzontali e della **PGA di collasso** per le verifiche (quest'ultima può essere stimata, così come proposto nell'applicativo C.I.N.E., secondo l'approccio dell'*analisi cinematica lineare*). La fase conclusiva della procedura (fase 4), come suggerito nella sezione applicativa di ogni scheda, può essere effettuata ricorrendo all'utilizzo dello specifico foglio di calcolo di C.I.N.E., riferito al meccanismo esaminato, il cui nome è indicato nel riquadro in alto a destra della seconda pagina e nel quale sono implementate le formule sviluppate nei capitoli precedenti ed è utilizzata la medesima simbologia. In ogni scheda è riportata la schermata principale del suddetto foglio, con l'indicazione dei dati immessi per l'analisi del caso di studio esaminato ed i risultati ottenuti in termini di moltiplicatore dei carichi orizzontali α_0 e di PGA che attiva il cinematismo considerato.

La sezione applicativa di ogni scheda consente di osservare come, qualora si disponga di un buon rilievo dell'edificio, attraverso semplici operazioni e con il ricorso ad un valido strumento di calcolo sia possibile stimare le condizioni di collasso dell'edificio esaminato ed eseguire le relative verifiche sismiche in maniera rapida ed agevole. Occorre tuttavia ribadire che analisi di questo tipo, essendo soggette ad un certo numero di incertezze e ad un certo grado di approssimazione, richiedono l'attenta osservazione della variabilità delle condizioni specifiche ipotizzate e l'esecuzione di un certo numero di prove al fine di ottenere un range di valori plausibili delle grandezze richieste per le verifiche. In tal senso il ricorso ad applicativi come quello proposto, che consentono il calcolo automatizzato dei risultati dell'analisi, può rappresentare un valido supporto per le verifiche.

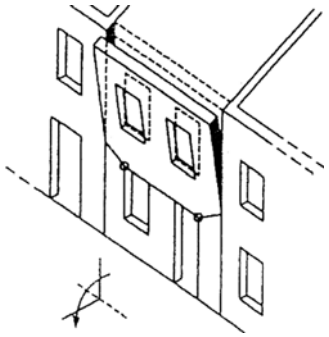
Per una più agevole lettura delle formulazioni contenute nelle schede, ed implementate nell'applicativo C.I.N.E., di seguito si riassumono i simboli in esse utilizzati più frequentemente con l'indicazione del principale significato ad essi attribuito:

- α è il moltiplicatore delle forze orizzontali;
- n è il numero di piani interessati dal cinematismo;
- W_i è il peso proprio della parete al piano i-esimo o del macroelemento i-esimo;
- W_{Oi} è il peso proprio della porzione del cuneo di distacco al piano i-esimo nelle pareti di controvento (comprensivo di eventuali carichi trasmessi da archi o volte su di esso agenti);
- F_{Vi} è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i-esimo;
- F_{Hi} è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i-esimo;
- P_{Si} è il peso del solaio agente sulla parete al piano i-esimo;
- P_{SOi} è il peso del solaio agente sulla porzione di cuneo al piano i-esimo nelle pareti di controvento;
- P_{Vij} rappresenta l'i-esimo carico verticale trasmesso in testa al macroelemento j-esimo;
- P è il carico trasmesso dalla trave di colmo oppure dal puntone del tetto a padiglione;
- N è il generico carico verticale agente in testa al macroelemento;
- H rappresenta il valore massimo della reazione sopportabile dalla parete di controvento o dall'eventuale tirante alla spinta dell'effetto arco orizzontale nello spessore della facciata;
- P_H rappresenta la spinta statica trasmessa dalla copertura in testa al macroelemento;
- P_{Hij} è l'i-esima componente di spinta statica trasmessa dalla copertura in testa al corpo j-esimo;
- T_i rappresenta l'azione dei tiranti eventualmente presenti in testa alla parete del piano i-esimo;
- s_i è lo spessore della parete al piano i-esimo;
- h_i è il braccio verticale dell'azione trasmessa dal solaio e/o dal tirante alla parete al piano i-esimo oppure è l'altezza del macroelemento i-esimo;
- h_{pi} è il braccio verticale dell'azione trasmessa dal solaio alla parete al piano i-esimo;
- L_i è la lunghezza del macroelemento i-esimo;
- x_{Gi} è il braccio orizzontale del peso proprio del corpo i-esimo;
- y_{Gi} è il braccio verticale del peso proprio del corpo i-esimo;
- x_{GOi} è il braccio orizzontale del peso proprio della porzione del cuneo di distacco al piano i-esimo nelle pareti di controvento;
- y_{GOi} è il braccio verticale del peso proprio della porzione del cuneo di distacco al piano i-esimo nelle pareti di controvento;
- d è il braccio orizzontale del generico carico verticale trasmesso in testa al macroelemento;
- d_i è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio sulla parete al piano i-esimo;
- d_{ij} è il braccio orizzontale dell'i-esimo carico verticale applicato in testa al corpo j-esimo;
- d_{Oi} è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio al cuneo di distacco nelle pareti di controvento;
- a_i è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio sulla parete al piano i-esimo;
- h_{Vi} è il braccio verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo;
- d_{Vi} è il braccio orizzontale delle azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo.

Si osserva che i bracci delle diverse azioni considerate agenti sui macroelementi sono riferiti alle cerniere rispetto alle quali avviene la rotazione del relativo corpo rigido. Inoltre, con riferimento ai meccanismi che interessano pareti a doppia cortina, i simboli accompagnati dai pedici A e B indicano grandezze riferite rispettivamente alla cortina esterna ed interna. Per i casi particolari e per quanto non specificato sopra si può fare riferimento alle indicazioni riportate nei capitoli precedenti dove, per ciascun meccanismo illustrato, ogni termine è opportunamente distinto e commentato.

1 RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano.



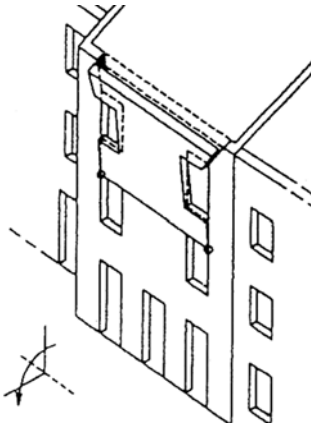


Foto da: MEDEA – Papa e Zuccaro, 2001
Figure da: Bollettino Ufficiale della Regione Marche, 2000

Condizioni di vincolo della parete interessata dal meccanismo:

- Assenza di vincolo in sommità;
- Assenza di collegamento alle pareti ortogonali.

Carenze e vulnerabilità associate al meccanismo:

- Assenza di cordoli o catene ai piani;
- Orizzontamenti mal collegati alla muratura;
- Intersezioni murarie di cattiva qualità;
- Presenza di spinte non contrastate sulla parete;
- Muratura a sacco o paramenti mal collegati.

Sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo:

- Lesioni verticali in corrispondenza delle intersezioni murarie;
- Fuori piombo della parete ribaltante;
- Sfilamento delle travi degli orizzontamenti.

Differenti varianti del meccanismo

Il ribaltamento può coinvolgere:

- uno o più livelli della parete, in relazione alla presenza di collegamento ai diversi orizzontamenti;
- l'intero spessore del muro o il solo paramento esterno, in relazione alle caratteristiche della struttura muraria;
- diverse geometrie della parete, in relazione alla presenza di discontinuità o di aperture.

Momento stabilizzante:

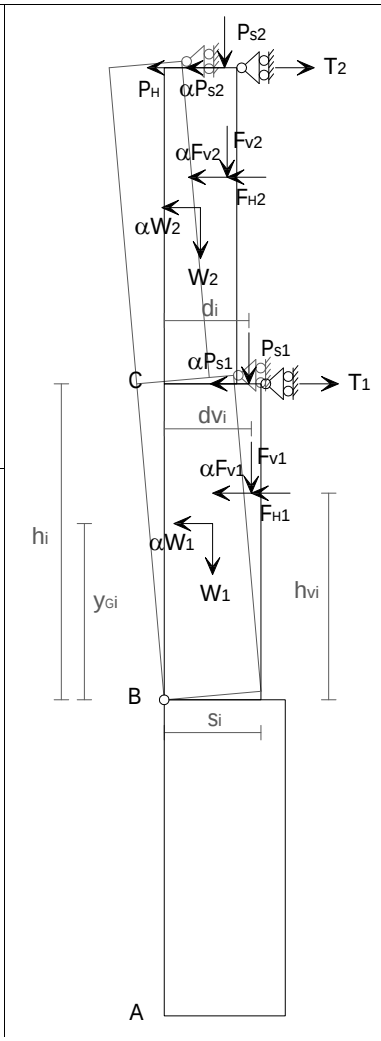
$$M_S = \sum_{i=1}^{n} W_i \cdot \frac{s_i}{2} + \sum_{i=1}^{n} F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^{n} P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^{n} T_i \cdot h_i$$

Momento ribaltante:

$$M_R = \alpha \cdot \left[\sum_{i=1}^{n} W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^{n} F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^{n} P_{Si} \cdot h_i \right] + \sum_{i=1}^{n} F_{Hi} \cdot h_{Vi} + P_H \cdot h_i$$

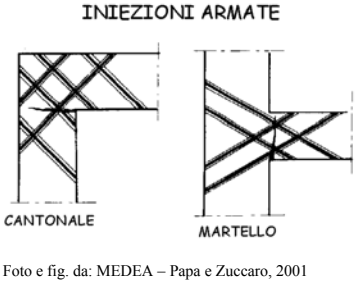
Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^{n} W_i \cdot \frac{s_i}{2} + \sum_{i=1}^{n} F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^{n} P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^{n} T_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^{n} F_{Hi} \cdot h_{Vi} - P_H \cdot h_i}{\sum_{i=1}^{n} W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^{n} F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^{n} P_{Si} \cdot h_i}$$



Interventi e presidi efficaci:

- Catene ancorate in facciata e fissate in corrispondenza di un muro portante;
- Realizzazione di cordoli in copertura ben ancorati alla muratura sottostante;
- Collegamento degli impalcati alle pareti perimetrali;
- Cuciture incrociate lungo le intersezioni murarie;
- Diatoni trasversali in acciaio, pietra, mattoni o c.a.;
- Eliminazione delle spinte o realizzazione di contrasti.



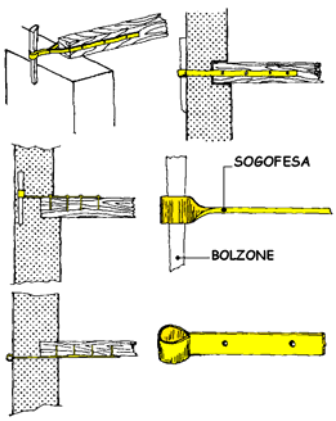
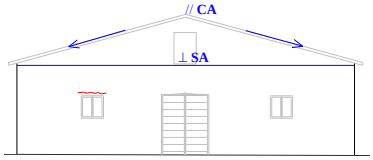


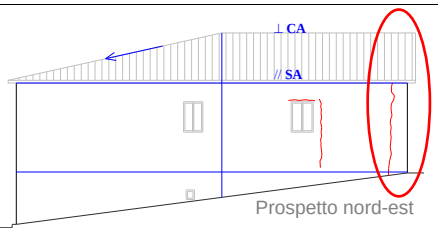
Foto e fig. da: MEDEA – Papa e Zuccaro, 2001

PROCEDURA DI CALCOLO – ESEMPIO APPLICATIVO

RS MONO

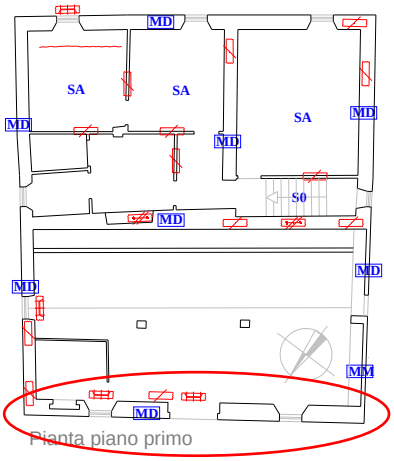


Prospetto nord-ovest



Prospetto nord-est

1 Rilievo dell'edificio



Pianta piano primo

DATI INIZIALI

Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*) – Altezza delle fasce murarie: Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza delle fasce murarie: Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]	Peso specifico della muratura γ_i [kN/m^3]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
1							
2							
3							
4							

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI

Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo s_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{Vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{Vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) y_{Gi} [m]
1	0.60	3.20	0.52			0.00	1.70
2	0.50	0.90	0.30			0.00	0.56
3						0.00	
4						0.00	

AZIONI SUI MACROELEMENTI

Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]
1	0.0	386.0	34.7				
2	0.0	102.0	75.5				
3	0.0						
4	0.0						

DATI DI CALCOLO

MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI

Ribaltamento delle elevaz:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]
2 - 1	141.3	40.7	0.0	0.0
2	25.5	22.7	0.0	0.0
-	0.0	0.0	0.0	0.0
-	0.0	0.0	0.0	0.0

Legenda:

- Caselle di inserimento dati
- Caselle da riempire in alternati "Geometria della facciata"
- Caselle contenenti i dati elabo
- Caselle contenenti i risultati fin

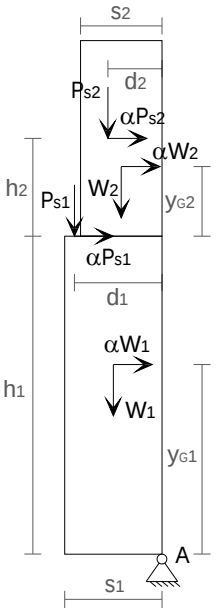
MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI

Ribaltamento delle elevaz:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
2 - 1	1039.7	420.6	0.0	0.0	0.0
2	57.1	68.0	0.0	0.0	0.0
-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

CALCOLO PGA

Ribaltamento delle elevaz:	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a_0* [m/sec^2]	Altezza baricentro delle forze peso Z [m]	Fattore di Suolo S	Fattore di Struttura q
2 - 1	51.979	0.852	1.434	2.44	1.25	2.00
2	17.119	0.946	3.992	3.90		
-	0.000	0.000	N.C.	N.C.		
-	0.000	0.000	N.C.	N.C.		

4 Calcolo del coefficiente sismico e della PGA di collasso



CALCOLO DEL MOLTIPLICATORE DI COLLASSO α_0	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0
	2 - 1	0.125
	2	0.385
	-	N.C.
	-	N.C.

PGA DI COLLASSO (SLU)	Ribaltamento delle elevazioni:	PGA di collasso (SLU)
	2 - 1	0.124
	2	0.268
	-	N.C.
	-	N.C.

2 Individuazione dei meccanismi

3 Schema di calcolo

1.1 RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di porzioni sommitali di facciate rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano. È il caso particolare in cui il ribaltamento interessa soltanto l'ultimo livello dell'edificio oppure porzioni di parete sottostanti la copertura.

Meccanismo coinvolgente il piano superiore dell'edificio

Momento stabilizzante:

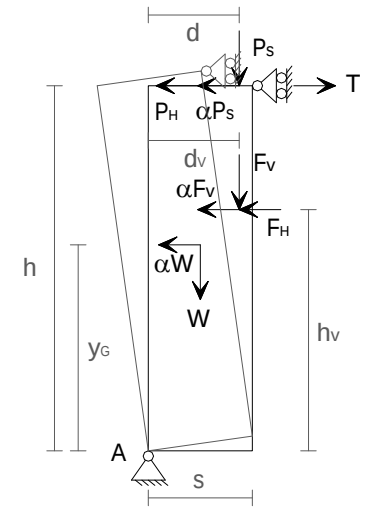
$$M_{S(A)} = W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h$$

Momento ribaltante:

$$M_{R(A)} = \alpha \cdot \left[W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h \right] + F_H \cdot h_V + P_H \cdot h$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h - F_H \cdot h_V - P_H \cdot h}{W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h}$$



1.2 RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE A DOPPIA CORTINA

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida della cortina esterna di pareti a paramenti scollegati, o anche a sacco, rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano. In tali casi i due paramenti possono arrivare ad avere comportamenti pressoché indipendenti, come nel caso limite delle murature a sacco, oppure, se i paramenti sono accostati, interagire lungo la superficie in comune. In fase sismica è perciò possibile che il paramento interno trasferisca parte della propria inerzia su quello esterno. Essendo problematica la valutazione della deformabilità che consente il trasferimento di azioni orizzontali attraverso la superficie di contatto tra i due paramenti, che comporterebbe tra l'altro la rimozione dell'ipotesi di blocco rigido, è opportuno ipotizzare l'interazione tra essi limitata alla sola sommità della parete e considerare un cinematismo che interessa entrambe i paramenti (così come indicato nello schema di calcolo di riferimento). Se invece si ritiene opportuno analizzare un meccanismo che interessa il solo paramento esterno, per il quale tra l'altro il ribaltamento è favorito da una forza verticale di compressione generalmente più bassa di quella che si ha nel paramento interno (su cui grava maggiormente il solaio), è comunque possibile considerare le medesime espressioni di α proposte per il caso di parete monolitica riferendole, in questo caso, alla sola cortina esterna.

Meccanismo coinvolgente il piano superiore dell'edificio

Momento stabilizzante:

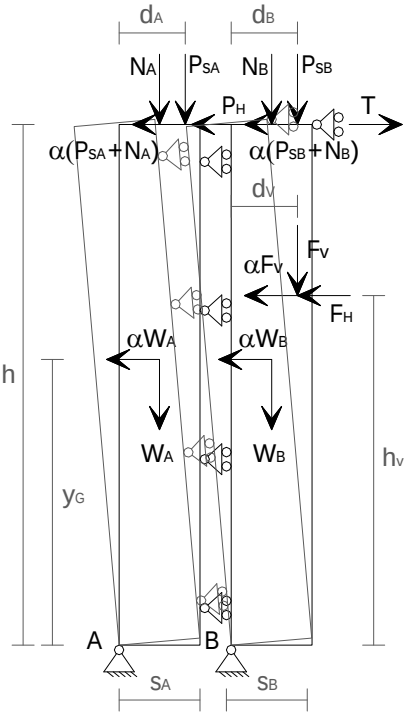
$$M_S = (W_A + N_A)\frac{s_A}{2} + P_{SA}\, d_A + (W_B + N_B)\frac{s_B}{2} + P_{SB}\, d_B + F_V\, d_V + T\, h$$

Momento ribaltante:

$$M_R = \alpha\left[\left(W_A + W_B\right) y_G + F_V\, h_V + \left(P_{SA} + P_{SB} + N_A + N_B\right) h\right] + F_H\, h_V + P_H\, h$$

Moltiplicatore di collasso:

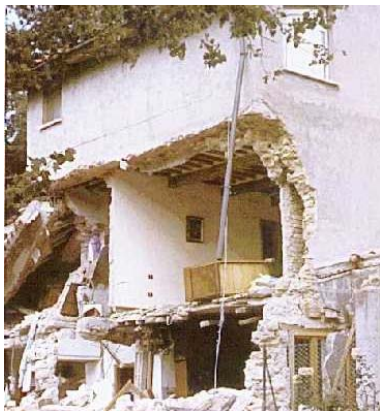
$$\alpha = \frac{(W_A + N_A)\, s_A + (W_B + N_B)\, s_B}{2\left[\left(W_A + W_B\right) y_G + F_V h_V + \left(P_{SA} + P_{SB} + N_A + N_B\right) h\right]} + \\ + \frac{P_{SA} d_A + P_{SB} d_B + F_V d_V - F_H h_V + Th - P_H h}{\left(W_A + W_B\right) y_G + F_V h_V + \left(P_{SA} + P_{SB} + N_A + N_B\right) h}$$

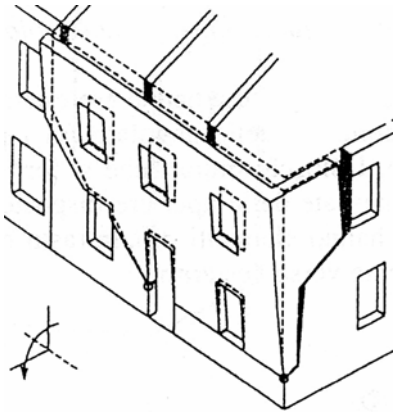


2 RIBALTAMENTO COMPOSTO DI PARETE

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad assi in prevalenza orizzontali accompagnata dal trascinamento di parti delle strutture murarie appartenenti alle pareti di controvento.

Foto da: MEDEA – Papa e Zuccaro, 2001
Figura da: Bollettino Ufficiale della Regione Marche, 2000





Condizioni di vincolo della parete interessata dal meccanismo:

- Assenza di vincolo in sommità;
- Efficace connessione con le murature ortogonali.

Carenze e vulnerabilità associate al meccanismo:

- Assenza di cordoli o catene ai piani;
- Orizzontamenti mal collegati alla muratura;
- Presenza di spinte non contrastate sulla parete;
- Bucature localizzate in prossimità delle intersezioni murarie.

Sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo:

- Lesioni diagonali sulle pareti di controvento;
- Fuori piombo della parete ribaltante;
- Sfilamento delle travi degli orizzontamenti.

Differenti varianti del meccanismo

Il ribaltamento composto può coinvolgere:

- uno o più livelli della parete, in relazione alla presenza di collegamento ai diversi orizzontamenti;
- diverse geometrie del macroelemento, in relazione alla qualità della muratura della parete di controvento ed alla presenza di aperture nella stessa, nonché alla tipologia degli orizzontamenti sovrastanti (se rigidi si definiscono cunei di distacco a doppia diagonale).

Momento stabilizzante:

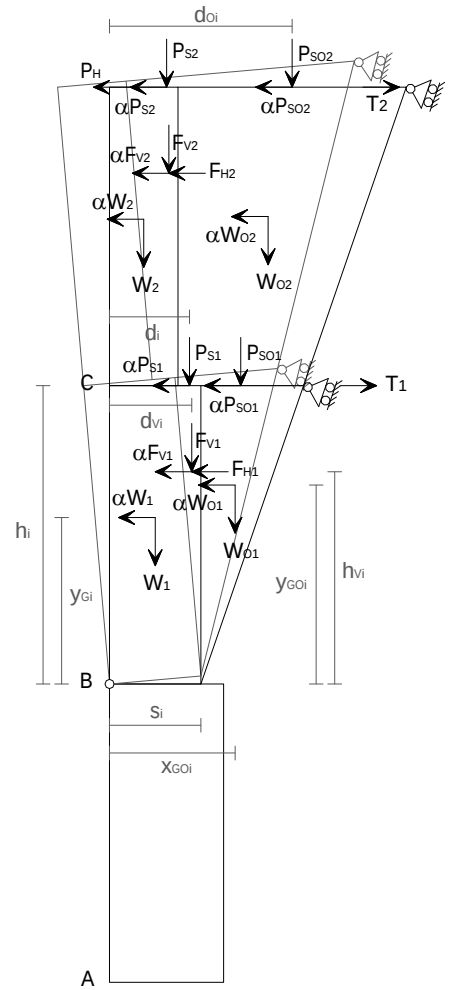
$$M_S = \sum_i W_i \frac{s_i}{2} + \sum_i F_{Vi}\, d_{Vi} + \sum_i W_{Oi}\, x_{GOi} + \sum_i P_{Si}\, d_i + \sum_i P_{SOi}\, d_{Oi} + \sum_i T_i\, h_i$$

Momento ribaltante:

$$M_R = \alpha \left[\sum_i W_i\, y_{Gi} + \sum_i W_{Oi}\, y_{GOi} + \sum_i F_{Vi}\, h_{Vi} + \sum_i P_{Si}\, h_i + \sum_i P_{SOi}\, h_i \right] + \sum_i F_{Hi}\, h_{Vi} + P_H\, h$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{\sum_i W_i \frac{s_i}{2} + \sum_i F_{Vi} d_{Vi} + \sum_i W_{Oi} x_{GOi} + \sum_i P_{Si} d_i + \sum_i P_{SOi} d_{Oi} + \sum_i T_i h_i - \sum_i F_{Hi} h_{Vi} - P_H h_i}{\sum_i W_i y_{Gi} + \sum_i W_{Oi} y_{GOi} + \sum_i F_{Vi} h_{Vi} + \sum_i P_{Si} h_i + \sum_i P_{SOi} h_i}$$



Interventi e presidi efficaci:

- Catene ancorate in facciata e fissate in corrispondenza di un muro portante;
- Realizzazione di cordoli in copertura ben ancorati alla muratura sottostante;
- Collegamento degli impalcati alle pareti perimetrali;
- Eliminazione delle spinte o realizzazione di contrasti;
- Chiusura o cerchiatura delle aperture in prossimità delle intersezioni murarie;
- Incremento della resistenza a trazione della muratura di controvento.

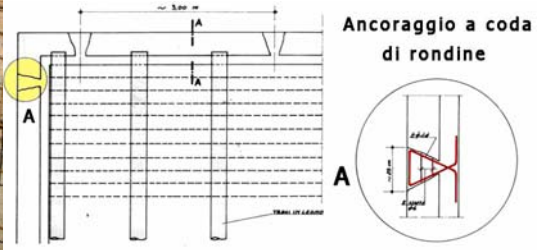
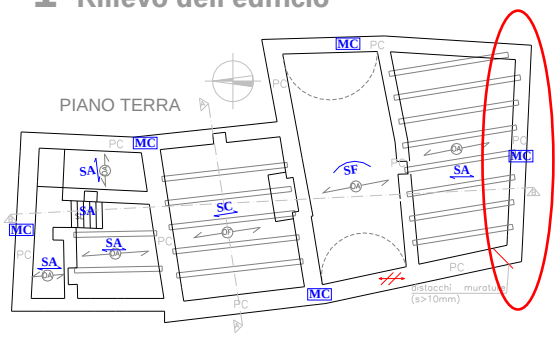
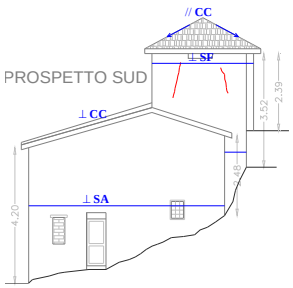
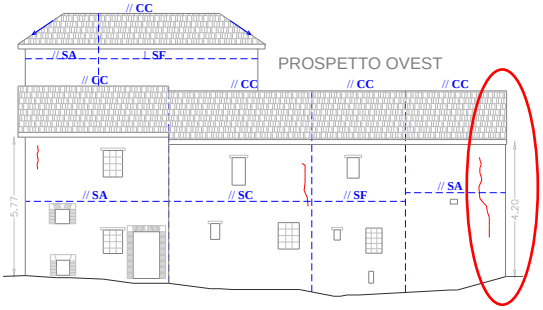


Foto da: http://www.rete.toscana.it/sett/pta/sismica; figura da: MEDEA – Papa e Zuccaro, 2001

1 Rilievo dell'edificio







2 Individuazione dei meccanismi

DATI INIZIALI

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI

Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo s_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{Vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo y_{Gi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{Vi} [m]	Distanza orizzontale del baricentro del cuneo di controvento al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica x_{GOi} [m]	Quota del baricentro del cuneo di controvento al piano i-esimo y_{GOi} [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio sul cuneo di controvento al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{Oi} [m]
1	0.60	2.90	0.53		1.67				
2	0.60	2.10			0.99		0.90	0.68	1.00
3	0.60	0.70	0.53		0.39				
4									

AZIONI SUI MACROELEMENTI

Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio del cuneo di controvento al piano i-esimo W_{Oi} [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Carico trasmesso dal solaio sul cuneo di controvento al piano i-esimo P_{SOi} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
1	204.0		30.0						
2	195.0	48.3		3.1					
3	80.0		32.0						
4									

DATI DI CALCOLO

MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI

Ribaltamento delle elevaz:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Peso proprio del cuneo di controvento [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Carico dei solai sui cunei di controvento [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]
3 - 2 - 1	143.7	43.4	32.9	3.1	0.0	0.0

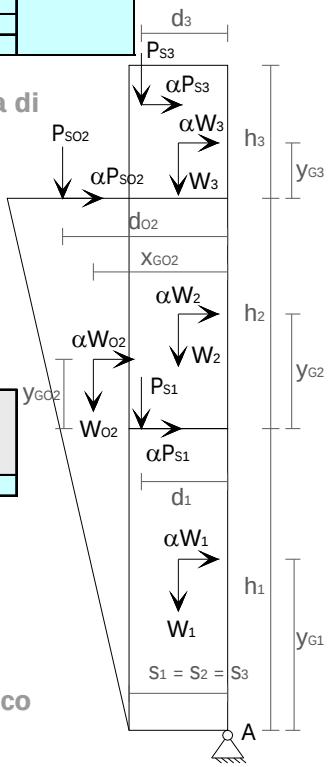
MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI

Ribaltamento delle elevaz:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei cunei di controvento [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia dei solai sui cunei di controvento [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
3 - 2 - 1	1530.4	172.7	269.4	15.5	0.0	0.0	0.0

CALCOLO DELLE PGA

Ribaltamento delle elevaz:	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a_0* [m/sec^2]	Quota di base della partete rispetto alla fondazione [m]	Altezza baricentro delle forze peso Z [m]	Altezza della struttura rispetto alla fondazione H [m]	Fattore di Suolo S	Fattore di Struttura q
3 - 2 - 1	51.444	0.852	1.292	0.00	3.36	6.20	1.25	2.00

3 Schema di calcolo



MOLTIPLICATORE DI COLLASSO α_0	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0
	3 - 2 - 1	0.112

PGA DI COLLASSO (SLU)	Ribaltamento delle elevazioni:	PGA di collasso (SLU)
	3 - 2 - 1	0.116

Legenda:

- Caselle di inserimento dati
- Caselle contenenti i dati elaborati
- Caselle contenenti i risultati finali dell'analisi

4 Calcolo del coefficiente sismico e della PGA di collasso

2.1 RIBALTAMENTO COMPOSTO DI CUNEO DIAGONALE

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di porzioni sommitali di facciate rispetto ad assi in prevalenza orizzontali accompagnata dal trascinamento di parti delle strutture murarie appartenenti alle pareti di controvento. In questo caso il ribaltamento interessa soltanto l'ultimo livello dell'edificio oppure porzioni di parete sottostanti la copertura.

Meccanismo coinvolgente il piano superiore dell'edificio

Momento stabilizzante:

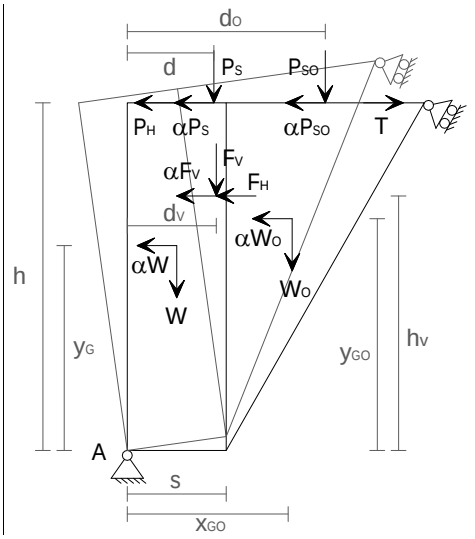
$$M_{S(A)} = W\frac{s}{2} + F_V\, d_V + W_O\, x_{GO} + P_S\, d + P_{SO}\, d_O + T\, h$$

Momento ribaltante:

$$M_{R(A)} = \alpha\left[W\, y_G + W_O\, y_{GO} + F_V\, h_V + P_S\, h + P_{SO}\, h\right] + F_H\, h_V + P_H\, h$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{W\frac{s}{2} + F_V\, d_V + W_O\, x_{GO} + P_S\, d + P_{SO}\, d_O + T\, h - F_H\, h_V - P_H\, h}{W\, y_G + W_O\, y_{GO} + F_V\, h_V + P_S\, h + P_{SO}\, h}$$



2.2 RIBALTAMENTO COMPOSTO DI CUNEO A DOPPIA DIAGONALE

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad assi in prevalenza orizzontali accompagnata dal trascinamento di parti delle strutture murarie appartenenti alle pareti di controvento. La configurazione del macroelemento è in questo caso definita dal distacco, nelle pareti di controvento, di un cuneo a doppia diagonale. Questa condizione è legata generalmente alla presenza di solai rigidi, solitamente realizzati in laterocemento o comunque dotati di una soletta armata o di cordoli in c.a., non efficacemente ancorati alla muratura sottostante. Questi, pur non rappresentando un vincolo al ribaltamento, contrastano l'innalzamento della parte superiore di muratura di controvento.

Meccanismo coinvolgente uno o più piani dell'edificio

Momento stabilizzante:

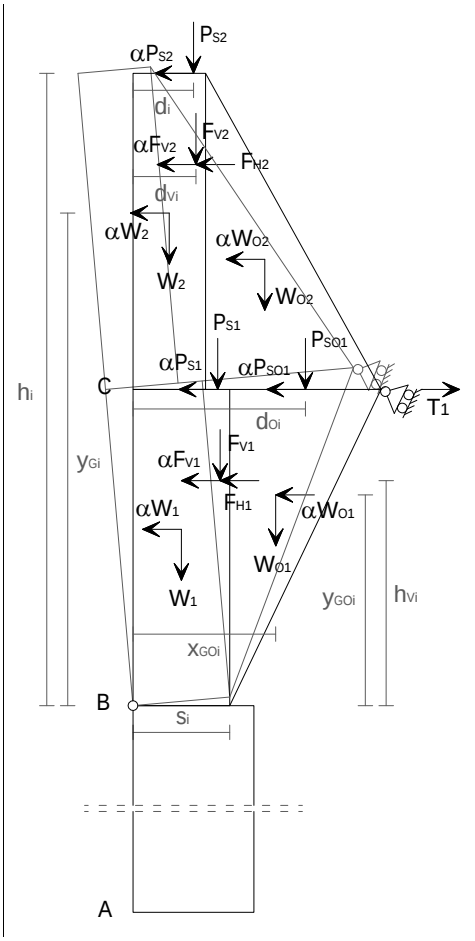
$$M_S = \sum_i W_i\frac{s_i}{2} + \sum_i F_{Vi} d_{Vi} + \sum_i W_{Oi} x_{GOi} + \sum_i P_{Si} d_i + \sum_i P_{SOi} d_{Oi} + \sum_i T_i h_i$$

Momento ribaltante:

$$M_R = \alpha\left[\sum_i W_i y_{Gi} + \sum_i W_{Oi} y_{GOi} + \sum_i F_{Vi} h_{Vi} + \sum_i P_{Si} h_i + \sum_i P_{SOi} h_i\right] + \sum_i F_{Hi} h_{Vi}$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{\sum_i W_i\frac{s_i}{2} + \sum_i F_{Vi} d_{Vi} + \sum_i W_{Oi} x_{GOi} + \sum_i P_{Si} d_i + \sum_i P_{SOi} d_{Oi} + \sum_i T_i h_i - \sum_i F_{Hi}\cdot h_{Vi}}{\sum_i W_i y_{Gi} + \sum_i W_{Oi} y_{GOi} + \sum_i F_{Vi} h_{Vi} + \sum_i P_{Si} h_i + \sum_i P_{SOi} h_i}$$



2.3 RIBALTAMENTO DEL CANTONALE

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di un cuneo di distacco, delimitato da superfici di frattura ad andamento diagonale nelle pareti concorrenti nelle angolate libere, rispetto ad una cerniera posta alla base dello stesso. 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 il cinematismo sia definito dalla rotazione del macroelemento individuato intorno ad un asse perpendicolare al piano verticale che forma un angolo di 45° con le pareti convergenti nell'angolata e passante per la cerniera suddetta (A).

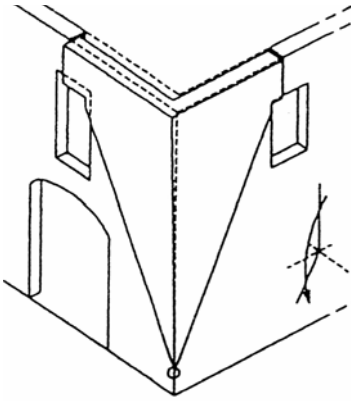
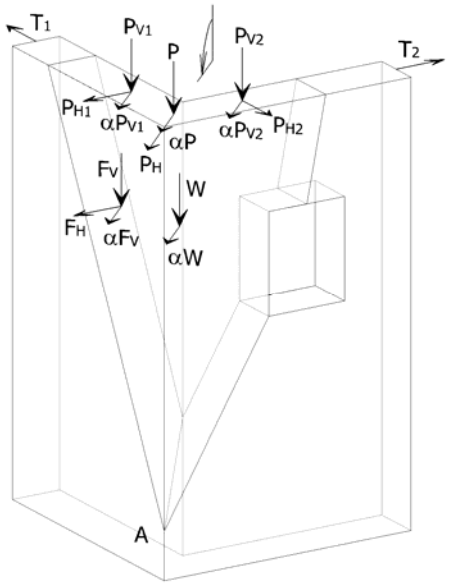


Foto da: (a sinistra) MEDEA – Papa e Zuccaro, 2001
(in basso) http://www.rete.toscana.it/sett/pta/sismica
Figure da: (in alto) Bollettino Ufficiale Regione Marche, 2000
(in basso) Gurrieri, 1999



Meccanismo coinvolgente uno o più piani dell'edificio

Momento stabilizzante:

$$M_{S(A)} = W\,x_G + F_V\,d_V + P\,d_P + P_{V1}\,d_1 + P_{V2}\,d_2 + \left(T'_1 + T'_2\right)h$$

Momento ribaltante:

$$M_{R(A)} = \alpha\left[W\,y_G + F_V\,h_V + \left(P + P_{V1} + P_{V2}\right)h\right] +$$
$$+F'_H\,h_V + \left(P_H + P'_{H1} + P'_{H2}\right)h$$

Moltiplicatore di collasso:

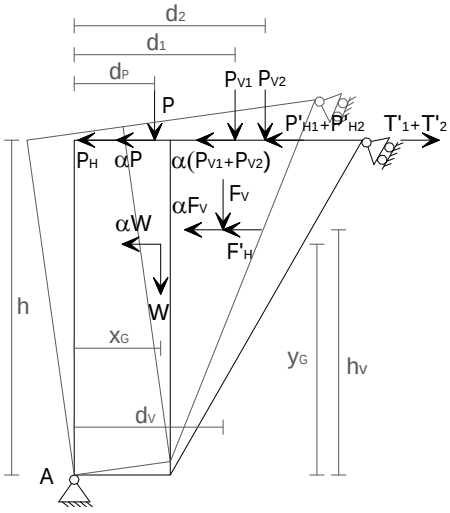
$$\alpha = \frac{E}{Wy_G + F_V h_V + \left(P + P_{V1} + P_{V2}\right)h}$$

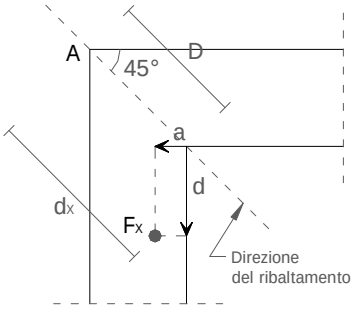
Il termine E indica la seguente espressione:

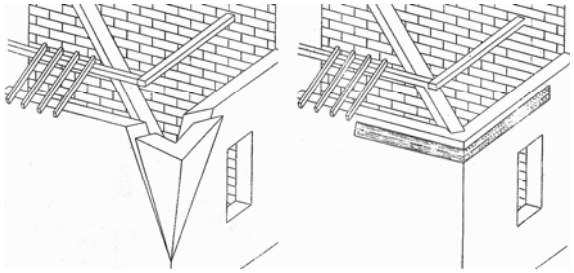
$$E = Wx_G + F_V d_V + Pd_P + P_{V1}d_1 + P_{V2}d_2 + \left(T'_1 + T'_2\right)h +$$
$$-F'_H\,h_V - \left(P_H + P'_{H1} + P'_{H2}\right)h$$

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:

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







3 FLESSIONE VERTICALE DI PARETE

Il meccanismo si manifesta con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano.

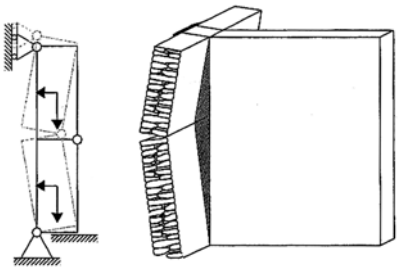
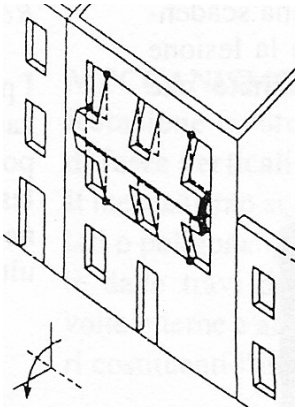


Foto da: (a lato e in basso) MEDEA – Papa e Zuccaro, 2001
Figure da: Gurrieri, 1999 e Bollettino Ufficiale Regione Marche, 2000



Condizioni di vincolo della parete interessata dal meccanismo:

- Trattenimento efficace in testa alla parete;
- Assenza di collegamento alle pareti ortogonali.

Carenze e vulnerabilità associate al meccanismo:

- Snellezza eccessiva delle pareti;
- Muratura a sacco o paramenti mal collegati;
- Spinte orizzontali localizzate (archi, volte);
- Orizzontamenti intermedi mal collegati.

Sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo:

- Spanciamenti e fuori piombo della parete;
- Lesioni orizzontali e verticali;
- Sfilamento delle travi degli orizzontamenti intermedi.

Differenti varianti del meccanismo

La flessione verticale può coinvolgere:

- uno o più livelli della parete, in relazione alla presenza di collegamento ai diversi orizzontamenti;
- l'intero spessore del muro o il solo paramento esterno, in relazione alle caratteristiche della struttura muraria;
- diverse geometrie della parete, in relazione alla presenza di discontinuità o di aperture e spinte localizzate sulla parete.

Equazione dei lavori virtuali:

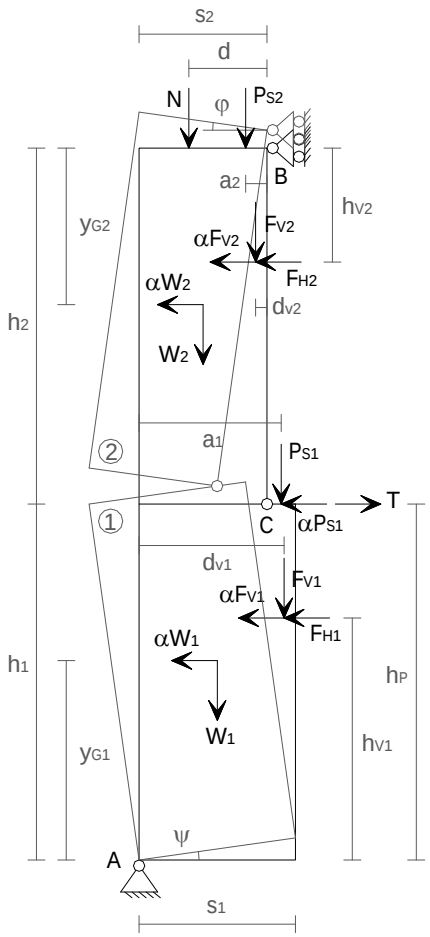
$$\alpha\cdot\left[W_1\delta_{1x}+W_2\delta_{2x}+F_{V1}\delta_{V1x}+F_{V2}\delta_{V2x}+P_{S1}\delta_{P1x}\right]+F_{H1}\delta_{V1x}+F_{H2}\delta_{V2x}=$$
$$=W_1\delta_{1y}+W_2\delta_{2y}+F_{V1}\delta_{V1y}+F_{V2}\delta_{V2y}+N\delta_{Ny}+P_{S1}\delta_{P1y}+P_{S2}\delta_{P2y}+T\delta_{P1x}$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha=\frac{E}{W_1 y_{G1}+F_{V1}h_{V1}+P_{S1}h_P+\left(W_2 y_{G2}+F_{V2}h_{V2}\right)\frac{h_1}{h_2}}$$

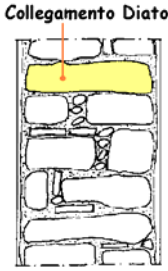
Il termine E indica la seguente espressione:

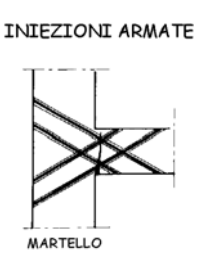
$$E=\frac{W_1}{2}s_1+F_{V1}\,d_{V1}+\left(W_2+P_{S2}+N+F_{V2}\right)s_2+$$
$$+\frac{h_1}{h_2}\left(\frac{W_2}{2}s_2+P_{S2}\,a_2+N\,d+F_{V2}\,d_{V2}-F_{H2}\,h_{V2}\right)+P_{S1}\,a_1-F_{H1}\,h_{V1}+T\,h_P$$

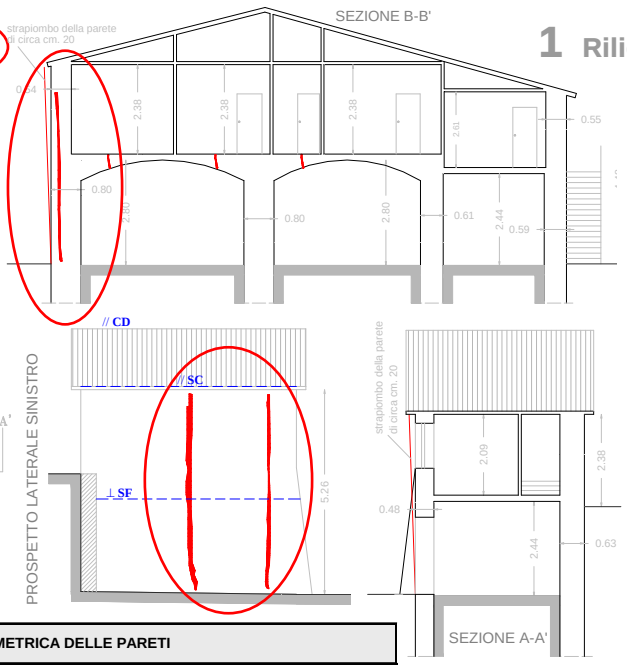


Interventi e presidi efficaci:

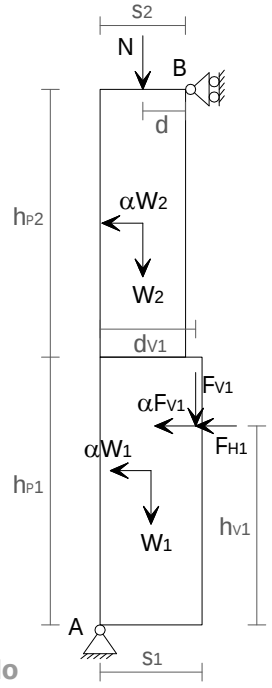
- Catene o collegamenti agli impalcati intermedi mal (o non) collegati;
- Riduzione della snellezza della parete mediante nuova muratura;
- Diatoni trasversali in acciaio, pietra, mattoni o c.a.;
- Eliminazione delle spinte o realizzazione di contrasti;
- Cuciture incrociate lungo le intersezioni murarie.



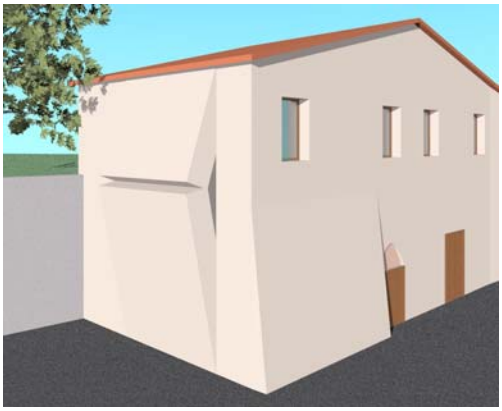




1 Rilievo dell'edificio



3 Schema di calcolo



2 Individuazione dei meccanismi

DATI INIZIALI

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLE PARETI

Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo s_i [m]	Altezza della parete al piano i-esimo (interpiano i-esimo) h_{Pi} [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto al polo del corpo d_{Vi} [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto al polo del corpo h_{Vi} [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo rispetto al polo del corpo a_i [m]
1	0.95	3.70	0.35	0.93	2.85	
2	0.70	3.00				

AZIONI SUI MACROELEMENTI

Elevazione	Peso proprio della parete W_{Pi} [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al solaio intermedio T [kN]
1	70.3		4.3	19.2	30.2	
2	42.0					

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI (*)

Elevazione	Peso specifico della muratura γ_i [kN/m^3]	Macroelemento	Altezza del macroelemento h_i [m]	Peso proprio del macroelemento W_i [kN]	Distanza verticale del baricentro del macroelemento rispetto al polo dello stesso y_{gi} [m]
1	20.0	1			
2	20.0	2			

Legenda:

- Caselle di inserimento dati
- Caselle da riempire solo nel caso di geometria nota dei macroelementi
- Caselle contenenti i dati elaborati
- Caselle contenenti i risultati finali dell'analisi

4 Calcolo del coefficiente sismico e della PGA di collasso

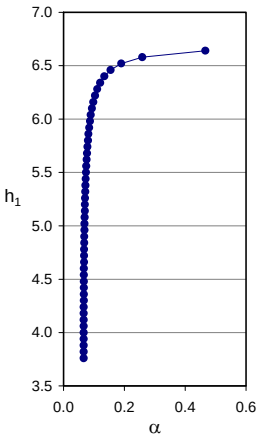
DATI DI CALCOLO

CALCOLO MOLTIPLICATORE DI COLLASSO α_0

Flessione verticale di fascia muraria continua	Valore minimo assunto da α_0	Valore di h_1 per α_0 minimo [m]	Valore assunto da α_0 per $h_1 = h_P$	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h_1 [m]	Valore minimo assunto da α_0
	0.067	4.00	0.067	**4.00**	**0.067**

Flessione verticale di macro- elementi a geometria nota	Numeratore di α_0	Denominatore di α_0	Valore assunto da α_0	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h_1 [m]	Valore assunto da α_0
	N.C.	N.C.	N.C.	**N.C.**	**N.C.**

Variazione di α al variare della posizione della cerniera cilindrica lungo l'altezza della parete della seconda elevazione



CALCOLO DELLE PGA

Altezza della struttura rispetto alla fondazione H [m]	Quota della base della partete rispetto alla fondazione [m]	Flessione verticale di fascia muraria continua	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a_0* [m/sec^2]	Altezza baricentro delle forze peso Z [m]	PGA di collasso (SLU)
6.70	0.00		13.121	0.979	0.669	3.07	**0.065**

Fattore di Suolo S	Fattore di Struttura q	Flessione verticale di macro- elementi a geometria nota	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a_0* [m/sec^2]	Altezza baricentro delle forze peso Z [m]	PGA di collasso (SLU)
1.25	2.00		0.000	0.000	N.C.	2.85	**N.C.**

3.1 FLESSIONE VERTICALE DI PARETE MONOLITICA

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.

Meccanismo coinvolgente un piano dell'edificio

Equazione dei lavori virtuali:

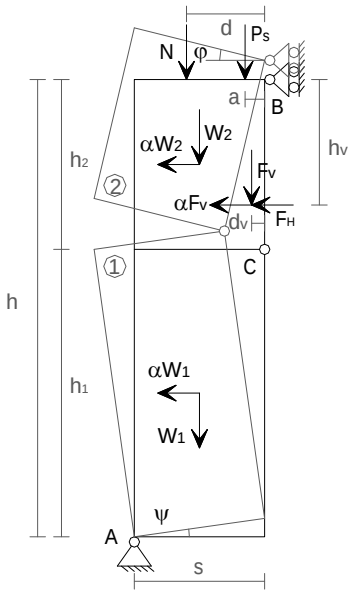
$$\alpha\left[W_1 \cdot \delta_{1x} + W_2 \cdot \delta_{2x} + F_V \cdot \delta_{Vx}\right] + F_H \cdot \delta_{Vx} + \\ -W_1 \cdot \delta_{1y} - W_2 \cdot \delta_{2y} - N \cdot \delta_{Ny} - P_S \cdot \delta_{Py} - F_V \cdot \delta_{Vy} = 0$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = 2\frac{(\mu-1)\left(N\,d + P_S\,a + F_V\,d_V - F_H\,h_V\right) + s\left(W + N + P_S + F_V\right)}{(\mu-1)\left(W\,h/\mu + 2\,F_V\,h_V\right)}$$

Il valore di α è valutato al variare di μ, termine che consente di individuare la posizione della cerniera cilindrica lungo l'altezza della parete:

$$h_1 = \frac{\mu-1}{\mu}h;\; h_2 = \frac{h}{\mu};\; W_2 = \frac{W}{\mu};\; W_1 = \frac{\mu-1}{\mu}W$$



3.2 FLESSIONE VERTICALE DI PARETE MONOLITICA A PIÙ PIANI

Il meccanismo si manifesta con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete compresa tra due solai efficacemente connessi alla muratura in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano. È il caso particolare in cui la tesa muraria è individuata da tre livelli dell'edificio con due impalcati intermedi non collegati alla muratura ed è frequente negli edifici che presentano solai appoggiati ed un cordolo in copertura.

Meccanismo coinvolgente tre piani dell'edificio

Equazione dei lavori virtuali:

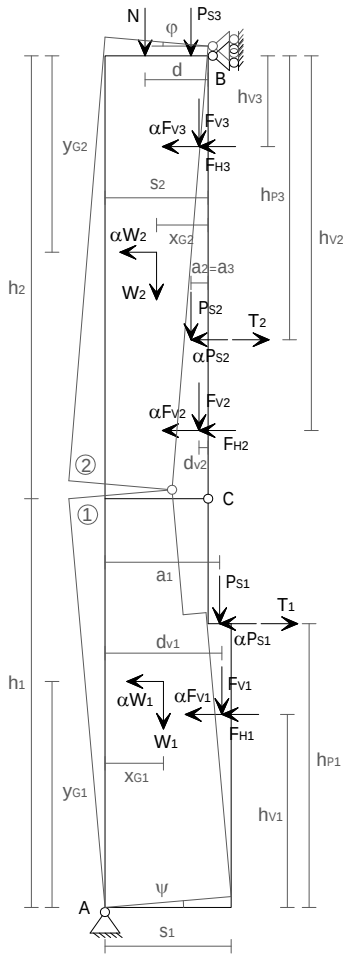
$$\alpha \cdot [W_1 \cdot \delta_{1x} + W_2 \cdot \delta_{2x} + F_{V1} \cdot \delta_{V1x} + F_{V2} \cdot \delta_{V2x} + F_{V3} \cdot \delta_{V3x} + \\ + P_{S1} \cdot \delta_{P1x} + P_{S2} \cdot \delta_{P2x}] + F_{H1} \cdot \delta_{V1x} + F_{H2} \cdot \delta_{V2x} + F_{H3} \cdot \delta_{V3x} + \\ - W_1 \cdot \delta_{1y} - W_2 \cdot \delta_{2y} - F_{V1} \cdot \delta_{V1y} - F_{V2} \cdot \delta_{V2y} - F_{V3} \cdot \delta_{V3y} - N \cdot \delta_{Ny} + \\ - P_{S1} \cdot \delta_{P1y} - P_{S2} \cdot \delta_{P2y} - P_{S3} \cdot \delta_{P3y} - T_1 \cdot \delta_{P1x} - T_2 \cdot \delta_{P2x} = 0$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{E}{W_1 y_{G1} + F_{V1} h_{V1} + P_{S1} h_{P1} + \left(W_2 y_{G2} + F_{V2} h_{V2} + F_{V3} h_{V3} + P_{S2} h_{P2}\right)\frac{h_1}{h_2}}$$

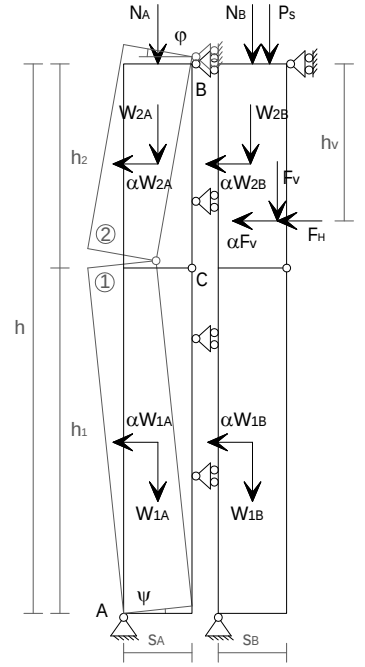
Il termine E indica la seguente espressione:

$$E = W_1 x_{G1} + W_2\left(s_2 + x_{G2}\frac{h_1}{h_2}\right) + F_{V1} d_{V1} + \left(F_{V2} + F_{V3}\right) s_2 + F_{V2}\frac{h_1}{h_2} d_{V2} + \\ + F_{V3}\frac{h_1}{h_2} d_{V3} + P_{S1} a_1 + \left(P_{S2} + P_{S3}\right)\left(s_2 + a_2\frac{h_1}{h_2}\right) + N\left(s_2 + d\frac{h_1}{h_2}\right) + \\ + T_1 h_{P1} - F_{H1} h_{V1} - \left(F_{H2} h_{V2} + F_{H3} h_{V3} - T_2 h_{P2}\right)\frac{h_1}{h_2}$$



3.3 FLESSIONE VERTICALE DI PARETE A DOPPIA CORTINA

Il meccanismo si manifesta con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la cortina esterna di una 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. Nel caso esaminato si considera l'interazione tra i due paramenti ipotizzando la possibilità che una piccola percentuale ρ di forze orizzontali agenti sul paramento interno, valutata in maniera empirica, possano essere trasmesse su quello esterno in relazione alle sue caratteristiche di rigidezza ed alle modalità di connessione sulla superficie in comune.



Meccanismo coinvolgente un piano dell'edificio

Equazione dei lavori virtuali:

$$\alpha \cdot \left[W_{1A}\,\delta_{1Ax} + W_{2A}\,\delta_{2Ax} + \rho W_{1B}\,\delta_{1Bx} + \rho W_{2B}\,\delta_{2Bx} + \rho F_V\,\delta_{Vx} \right] +$$
$$+ \rho F_H\,\delta_{Vx} - W_{1A}\,\delta_{1Ay} - W_{2A}\,\delta_{2Ay} - N_A\,\delta_{Ny} = 0$$

Moltiplicatore di collasso:

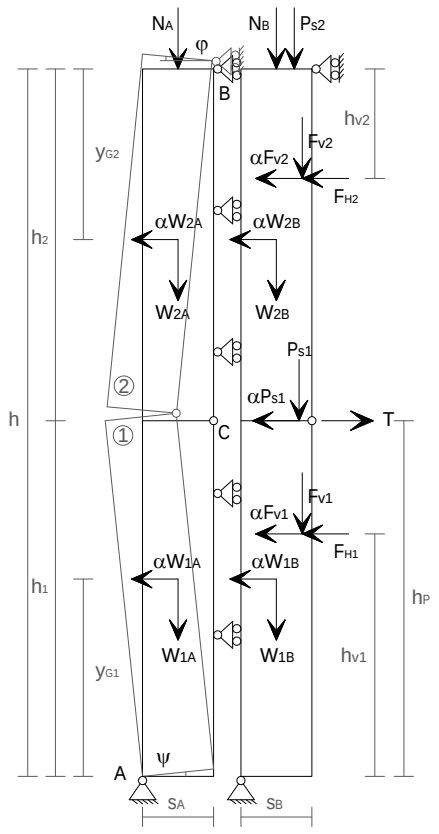
$$\alpha = \frac{W_A\,s_A + N_A\,\frac{s_A}{2}(\mu+1) - \rho F_H\,h_V\,(\mu-1)}{\frac{h}{2}\,\frac{(\mu-1)}{\mu}\left(W_A + \rho W_B\right) + \rho F_V\,h_V\,(\mu-1)}$$

Il valore di α è valutato al variare di μ, termine che consente di individuare la posizione della cerniera cilindrica lungo l'altezza della parete:

$$h_1 = \frac{\mu-1}{\mu}h;\; h_2 = \frac{h}{\mu};\; W_2 = \frac{W}{\mu};\; W_1 = \frac{\mu-1}{\mu}W$$

3.4 FLESSIONE VERTICALE DI PARETE A DOPPIA CORTINA A PIÙ PIANI

Il meccanismo si manifesta con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la cortina esterna di una parete, compresa tra due solai efficacemente connessi alla muratura ed un orizzontamento intermedio non collegato, in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano.



Meccanismo coinvolgente due piani dell'edificio

Equazione dei lavori virtuali:

$$\alpha \cdot [W_{1A}\,\delta_{1Ax} + W_{2A}\,\delta_{2Ax} + \rho W_{1B}\,\delta_{1Bx} + \rho W_{2B}\,\delta_{2Bx} +$$
$$+ \rho F_{V1}\,\delta_{V1x} + \rho F_{V2}\,\delta_{V2x} + \rho P_{S1}\,\delta_{Px}] + \rho F_{H1}\,\delta_{V1x} +$$
$$+ \rho F_{H2}\,\delta_{V2x} - T\,\delta_{Px} - W_{1A}\,\delta_{1Ay} - W_{2A}\,\delta_{2Ay} - N_A\,\delta_{Ny} = 0$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{W_{1A}\,\frac{s_A}{2} + s_A\left(W_{2A} + N_A\right)\left(1 + \frac{1}{2}\,\frac{h_1}{h_2}\right) + Th_P - \rho F_{H1}h_{V1} - \rho F_{H2}\,h_{V2}\,\frac{h_1}{h_2}}{E}$$

Il termine E indica la seguente espressione:

$$E = \left(W_{1A} + \rho W_{1B}\right) y_{G1} + \left(W_{2A} + \rho W_{2B}\right) y_{G2}\,\frac{h_1}{h_2} + \rho P_{S1}h_P + \rho F_{V1}\,h_{V1} + \rho F_{V2}\,h_{V2}\,\frac{h_1}{h_2}$$

4 FLESSIONE ORIZZONTALE DI PARETE

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 cilindriche oblique e verticali per azioni fuori dal piano.

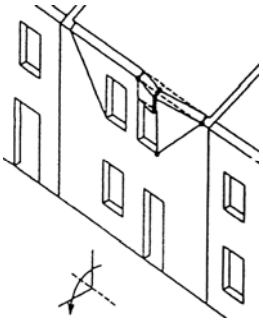
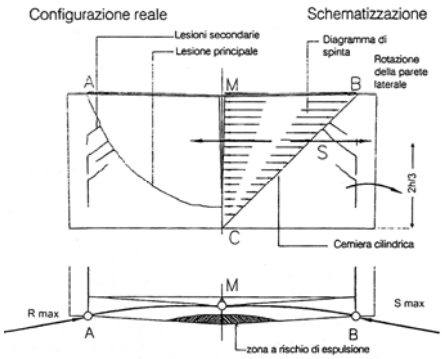
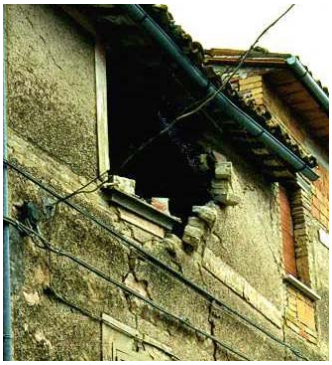
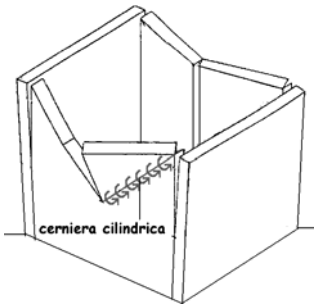


Foto da: MEDEA – Papa e Zuccaro, 2001
Figure da: Gurrieri, 1999 e BUR Marche, 2000







Condizioni di vincolo della parete interessata dal meccanismo:

- Efficace collegamento alle pareti ortogonali;
- Assenza di vincolo in sommità.

Carenze e vulnerabilità associate al meccanismo:

- Solaio di copertura mal collegato alla muratura;
- Presenza di coperture spingenti;
- Presenza di aperture ricavate nello spessore murario (nicchie, canne fumarie, ecc.);
- Muratura a sacco o paramenti mal collegati;
- Muri di spina distanti (parete snella).

Sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo:

- Lesioni verticali ed oblique sulla faccia esterna ed interna della parete;
- Sfilamento delle travi del tetto.

Differenti varianti del meccanismo

La flessione orizzontale può coinvolgere:

- l'intero spessore del muro o il solo paramento esterno, in relazione alle caratteristiche della struttura muraria;
- diverse geometrie della parete, in relazione alla presenza di discontinuità o di aperture ed alla qualità della muratura;

La flessione orizzontale può inoltre avvenire secondo differenti modalità di collasso:

- per instabilità orizzontale legata all'allontanamento delle pareti di controvento, nel caso di edifici isolati, di testata o d'angolo;
- per crisi del materiale nel caso di cella interclusa in una schiera e parete confinata lateralmente.

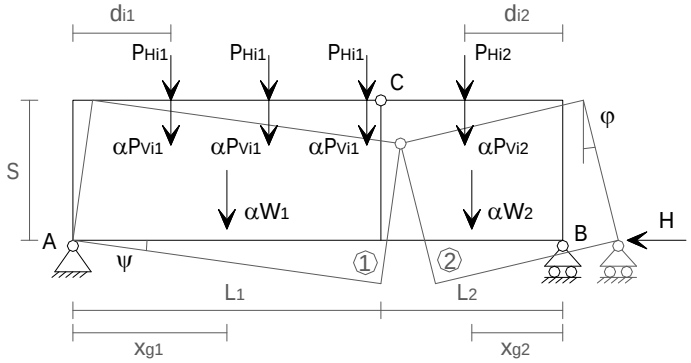
Equazione dei lavori virtuali:

$$\alpha \cdot \left[W_1 \delta_{1y} + W_2 \delta_{2y} + \sum_i P_{Vi1} \delta_{Pi1y} + \sum_i P_{Vi2} \delta_{Pi2y} \right] + \\ + \sum_i P_{Hi1} \delta_{Pi1y} + \sum_i P_{Hi2} \delta_{Pi2y} - H \delta_{Hx} = 0$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{H \cdot s\left(1 + \frac{L_1}{L_2}\right) - \sum_i P_{Hi1}\, d_{i1} - \sum_i P_{Hi2} \frac{L_1}{L_2} d_{i2}}{W_1\, x_{G1} + W_2 \frac{L_1}{L_2} x_{G2} + \sum_i P_{Vi1}\, d_{i1} + \sum_i P_{Vi2} \frac{L_1}{L_2} d_{i2}}$$

Il termine H si può valutare considerando le condizioni di equilibrio limite al ribaltamento delle pareti ortogonali.



Interventi e presidi efficaci:

- Realizzazione di cordoli in copertura ben ancorati alla muratura sottostante;
- Collegamento del solaio di copertura (o delle travi del tetto) alle pareti;
- Eliminazione della spinta del tetto o rifacimento della copertura;
- Collegamento dei paramenti murari con diatoni trasversali in acciaio, pietra, mattoni o c.a. e/o consolidamento della muratura di sottotetto;
- Chiusura dei vuoti nello spessore murario e recupero delle discontinuità;
- Riduzione della snellezza della parete mediante nuova muratura;
- Disposizione di catene nella direzione parallela alla parete con ancoraggio alle murature di controvento (negli edifici di isolati, di testata o d'angolo).

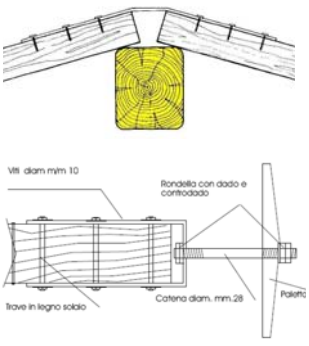


Foto e fig. da: http://www.rete.toscana.it/sett/pta/sismica

PROCEDURA DI CALCOLO – ESEMPIO APPLICATIVO

FO MONO

DATI INIZIALI

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE

Spessore della parete s [m]	Lunghezza della parete (distanza tra le pareti di controvento) L [m]	Altezza della fascia muraria interessata dal cinematismo b [m]	Braccio orizzontale dell'i-esimo carico verticale trasmesso in testa al corpo 1 rispetto al proprio polo (**) d_{i1} [m]	Braccio orizzontale dell'i-esimo carico verticale trasmesso in testa al corpo 2 rispetto al proprio polo (**) d_{i2} [m]	Quota (media) del piano di applicazione dei carichi verticali trasmessi in testa alla parete rispetto alla fondazione h_P [m]
0.50	4.00	0.80			6.05

AZIONI SUI MACROELEMENTI

Peso specifico della muratura γ_i [kN/m^3]	Carico verticale i-esimo trasmesso in testa al corpo 1 (**) P_{Vi1} [kN]	Carico verticale i-esimo trasmesso in testa al corpo 2 (**) P_{Vi2} [kN]	Spinta orizzontale statica i-esima trasmessa in testa al corpo 1 (**) P_{Hi1} [kN]	Spinta orizzontale statica i-esima trasmessa in testa al corpo 2 (**) P_{Hi2} [kN]	Carico uniformemente distribuito in testa alla parete (***) P_V [kN/m]
20.0					1.7

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI (*)

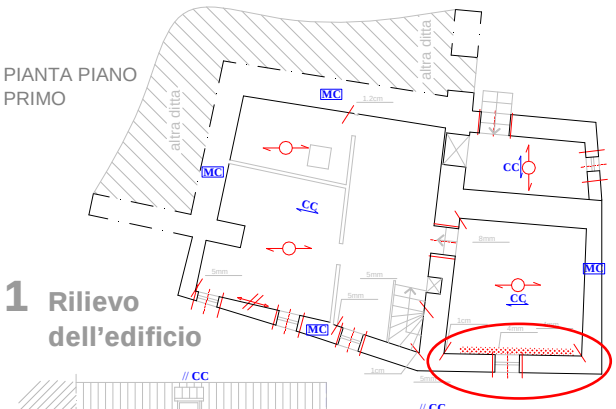
Macroelemento	Lunghezza del macroelemento L_i [m]	Peso proprio del macroelemento W_i [kN]	Distanza orizzontale del baricentro del macroelemento rispetto al polo dello stesso x_{gi} [m]	Distanza verticale del baricentro del macroelemento rispetto alla fondazione y_{gi} [m]	Valore massimo della reazione alla spinta dell'effetto arco orizzontale, sopportabile dalla parete di controvento H [kN]
1					4.6
2					

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE DI CONTROVENTO

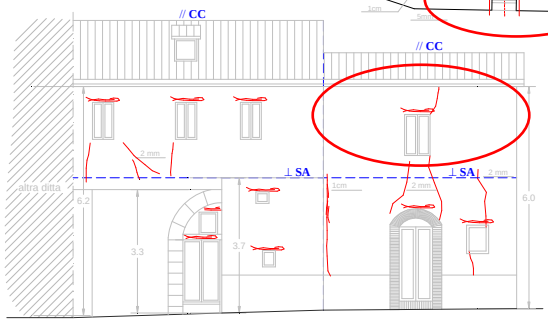
Spessore della parete di controvento s_{ci} [m]	Quota del punto di applicazione del carico trasmesso dal solaio i-esimo alla parete di controvento rispetto alla base h_i [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio i-esimo alla parete di controvento rispetto alla cerniera A d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera A d_{Vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo rispetto alla base della parete h_{Vi} [m]	Quota del punto di applicazione della spinta dovuta all'effetto arco orizzontale sulla parete di controvento rispetto alla base h_H [m]	Elevazione
0.70	2.90	0.63			5.65	1
0.55	6.15	0.43				2
						3

AZIONI SULLA PARETE DI CONTROVENTO

Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]	Elevazione
40.6	0.3					1
35.9	4.2					2
						3

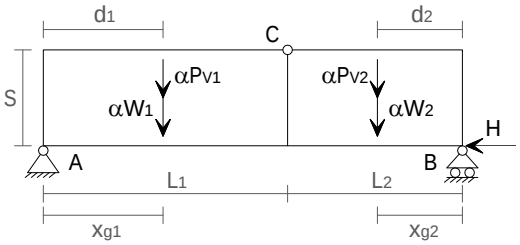


1 Rilievo dell'edificio



PROSPETTO SUD

2 Individuazione dei meccanismi

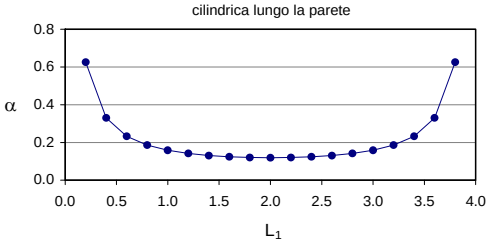


3 Schema di calcolo

DATI DI CALCOLO

				CALCOLO MOLTIPLICATORE DI COLLASSO α_0	
Flessione orizzontale di fascia muraria continua	Valore minimo assunto da α_0	Valore di L_1 per α_0 minimo [m]	Valore assunto da α_0 per $L_1 = L/2$	Distanza orizzontale della sezione di frattura nella parete rispetto alla cerniera A L_1 [m]	Valore minimo assunto da α_0
	0.119	2.00	0.119	**2.00**	**0.119**
Flessione orizzontale di macroelementi a geometria nota	Numeratore di α_0	Denominatore di α_0	Valore assunto da α_0	Distanza orizzontale della sezione di frattura nella parete rispetto alla cerniera A L_1 [m]	Valore assunto da α_0
	N.C.	N.C.	N.C.	**N.C.**	**N.C.**

Variazione di α al variare della posizione della cerniera cilindrica lungo la parete



CALCOLO DELLE PGA

Altezza della struttura rispetto alla fondazione H [m]	Quota del lembo superiore della porzione di parete coinvolta rispetto alla fondazione [m]	Flessione orizzontale di fascia muraria continua	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a_0* [m/sec^2]	Altezza baricentro delle forze peso Z [m]	PGA di collasso (SLU)
6.45	6.05		3.955	1.000	1.166	5.72	**0.082**
Fattore di Suolo S	**Fattore di Struttura q**	**Flessione orizzontale di macro- elementi a geometria nota**	**Massa partecipante M***	**Frazione massa partecipante e***	**Accelerazione spettrale a_0* [m/sec^2]**	**Altezza baricentro delle forze peso Z [m]**	**PGA di collasso (SLU)**
1.25	2.00		0.000	0.000	N.C.	N.C.	**N.C.**

4 Calcolo del coefficiente sismico e della PGA di collasso

Legenda:

- Caselle di inserimento dati
- Caselle da riempire solo nel caso di geomet nota dei macroelementi
- Caselle contenenti i dati elaborati
- Caselle contenenti i risultati finali dell'analisi

4.1 FLESSIONE ORIZZONTALE DI PARETE CONFINATA

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, e riguarda essenzialmente le facciate di celle intercluse in edifici a schiera.

Meccanismo coinvolgente il piano superiore dell'edificio

Equazione di equilibrio nella sezione di mezzeria della parete:

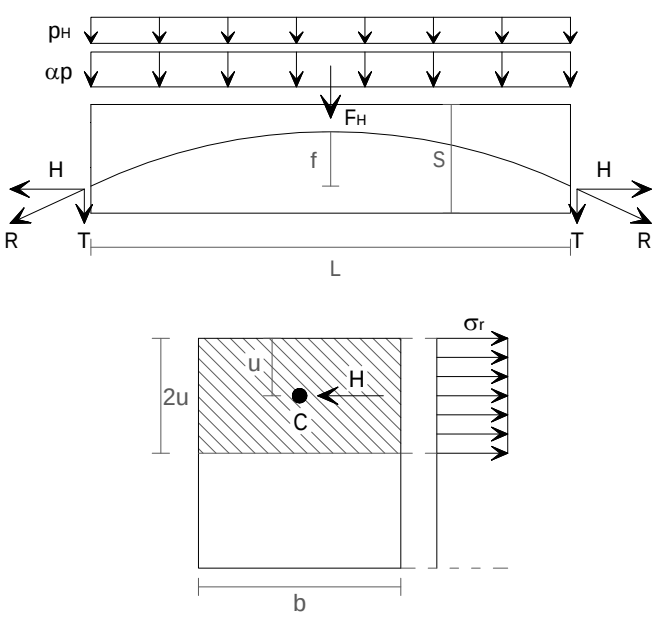
$$2\sigma_r ub = \left[\left(\alpha\, p + p_H \right) L^2 + 2F_H L \right] \Big/ 8\, f$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{16\sigma_r ub\left(s-2u\right)}{pL^2} - \frac{p_H L + 2F_H}{pL}$$

Il valore di α è valutato al variare di u, semialtezza della sezione reagente; per $u = s/4$ si ha il massimo valore di α sopportabile dalla parete:

$$\alpha_{\max} = \frac{2\sigma_r s^2 b}{pL^2} - \frac{p_H L + 2F_H}{pL}$$



4.2 FLESSIONE ORIZZONTALE DI PARETE A DOPPIA CORTINA

Il meccanismo si manifesta con l'espulsione di materiale costituente la cortina esterna della zona sommitale della parete e col distacco in essa di corpi cuneiformi accompagnato dalla formazione di cerniere cilindriche oblique e verticali per azioni fuori dal piano. In assenza di confinamento il moltiplicatore è calcolato ignorando l'interazione tra i due paramenti ed ipotizzando un cinematismo che li coinvolge entrambi. Osservando che il meccanismo interessa spesso la sola cortina esterna è sufficiente utilizzare le stesse espressioni di α valide nel caso di parete monolitica ma riferite, in questo caso, al solo paramento esterno. In presenza di confinamento il moltiplicatore di collasso è invece calcolabile fissando una quota delle azioni che il paramento interno trasferisce a quello esterno, tenendo presenti le difficoltà di un inquadramento rigoroso del fenomeno.

Meccanismo coinvolgente il piano superiore dell'edificio

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{H\, s_A \left(1 + \frac{L_1}{L_2}\right) - \sum_i P_{Hi1}\, d_{i1} - \sum_i P_{Hi2} \frac{L_1}{L_2} d_{i2}}{E}$$

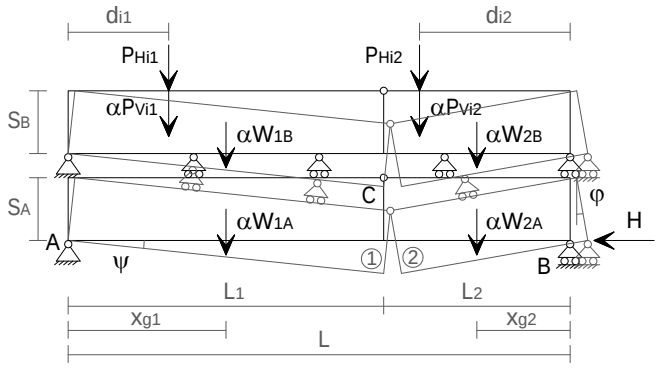
Il termine E indica la seguente espressione:

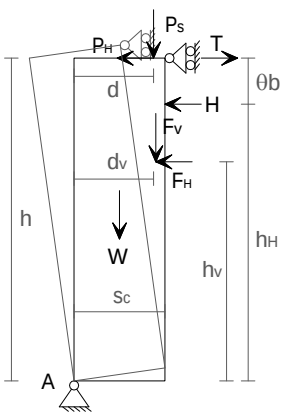
$$E = \left(W_{1A} + W_{1B}\right) x_{G1} + \left(W_{2A} + W_{2B}\right) \frac{L_1}{L_2} x_{G2} +$$

$$+ \sum_i P_{Vi1}\, d_{i1} + \sum_i P_{Vi2} \frac{L_1}{L_2} \cdot d_{i2}$$

Il termine H, reazione alla spinta dovuta all'effetto arco orizzontale nello spessore della parete, può essere stimato considerando le condizioni di equilibrio limite al ribaltamento delle pareti di controvento, secondo la seguente espressione:

$$H = \frac{1}{h_H}\left(W \frac{s_c}{2} + F_V\, d_V + P_S\, d + T\, h - F_H\, h_V - P_H\, h \right)$$





4.3 SFONDAMENTO DELLA PARETE DEL TIMPANO

Il meccanismo si manifesta con l'espulsione di materiale dalla zona sommitale della parete del timpano e col distacco di corpi cuneiformi definiti da sezioni di frattura oblique e verticali per azioni fuori dal piano. Il cinematismo è in genere provocato dall'azione ciclica di martellamento della trave di colmo della copertura. In fase sismica la presenza di travi di colmo di notevoli dimensioni causa il trasferimento di una elevata spinta alla parete del timpano e può determinare il distacco di macroelementi cuneiformi e l'instaurarsi delle condizioni di instabilità che si manifestano attraverso la rotazione degli stessi attorno a cerniere oblique. Il cinematismo è analizzato considerando il problema simmetrico rispetto alla verticale passante per il colmo della parete del timpano ed ipotizzando che i due macroelementi possano ruotare ciascuno attorno ad una delle cerniere cilindriche oblique e reciprocamente entrambe rispetto ad un punto di contatto (punto C); nel contempo si ammette che essi subiscano scorrimenti verso l'alto lungo le suddette cerniere inclinate. La geometria dei corpi è definita in relazione all'angolo di inclinazione β delle cerniere oblique rispetto all'orizzontale. Si osserva a tale riguardo che quanto più l'angolo β è piccolo tanto più il meccanismo di sfondamento della parete del timpano può essere assimilato ad un meccanismo di ribaltamento semplice attorno ad una cerniera cilindrica orizzontale alla sua base; in corrispondenza di $\beta = 0$ l'espressione formulata per il calcolo del moltiplicatore di collasso descrive proprio le condizioni di ribaltamento semplice del timpano.

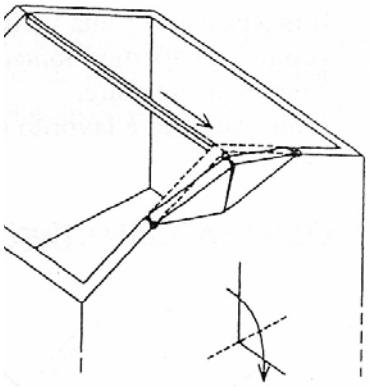
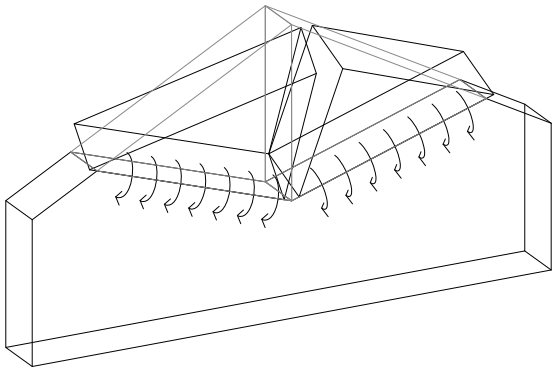
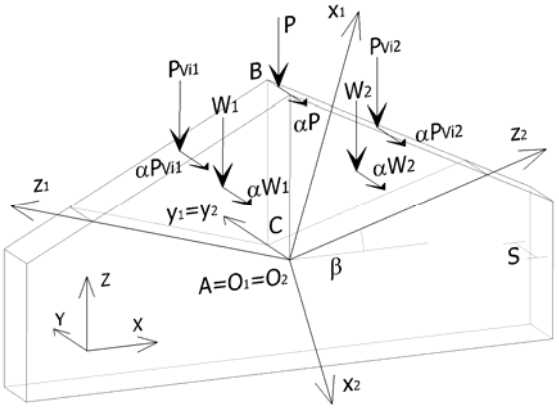


Foto da: MEDEA – Papa e Zuccaro, 2001
Figura da: Bollettino Ufficiale Regione Marche, 2000



Meccanismo coinvolgente il piano superiore dell'edificio

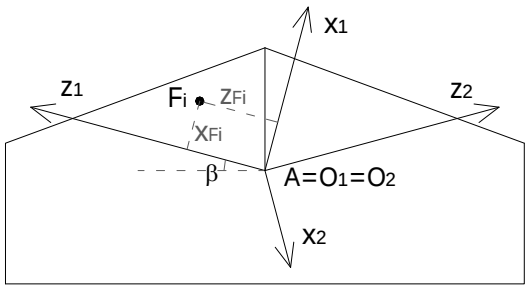


Equazione dei lavori virtuali:

$$\alpha\left[W_1\delta_{1Y} + W_2\delta_{2Y} + P\delta_{PY} + \sum_{i,j} P_{Vij}\delta_{PVijY}\right] = \\ = W_1\delta_{1Z} + W_2\delta_{2Z} + P\delta_{PZ} + \sum_{i,j} P_{Vij}\delta_{PVijZ}$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{\left(W_1 + W_2\right)\left(\frac{s}{2}\cos\beta + w\right) + P\left(d_P\cos\beta + w\right) + \sum_{i,j} P_{Vij}\left(d_{ij}\cos\beta + w\right)}{W_1\, x_{G1} + W_2\, x_{G2} + P\, x_P + \sum_{i,j} P_{Vij}\, x_{PVij}}$$



Nella precedente $w = s\,tg\beta\,sen\beta$; inoltre le grandezze indicate con x_{Fi} (x_{Gi}, x_P e x_{PVij}) rappresentano le distanze, misurate lungo l'asse locale x_i, dei punti di applicazione di ciascuna delle forze F_i considerate rispetto all'origine del relativo sistema di riferimento (punto A di figura).

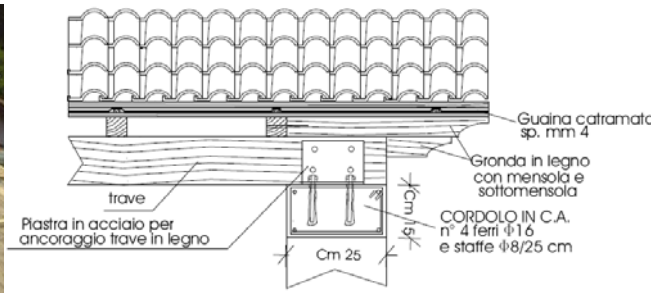


Foto e figura da: http://www.rete.toscana.it/sett/pta/sismica

PARTE TERZA

Modelli e procedure per la valutazione dei costi di intervento

17 ASPETTI METODOLOGICI

G. Cifani, A. Lemme, C. Miozzi, G. Russo

PREMESSA

L'obiettivo di questa parte della ricerca è quello di analizzare, per un campione di progetti i cui lavori sono stati già eseguiti, il costo degli interventi di miglioramento sismico, previsti nei progetti, in relazione alla loro efficacia intesa in termini di riduzione della vulnerabilità sismica.

Per raggiungere tale obiettivo i progetti sono stati esaminati, con l'ausilio di strumenti di rilievo quali la scheda di vulnerabilità del GNDT di II livello, l'analisi per meccanismi di collasso individuati con il metodo MEDEA (Capitolo 2) e l'analisi dei costi di intervento desunta dagli stessi progetti esecutivi.

I risultati ottenuti sono stati utilizzati per tarare una metodologia applicabile ad edifici in muratura che, a partire dalle caratteristiche e dalle carenze dell'impianto strutturale, permette la stima dei costi di riduzione di vulnerabilità ed eventualmente di riparazione del danno. Tale metodologia è illustrata nel capitolo successivo.

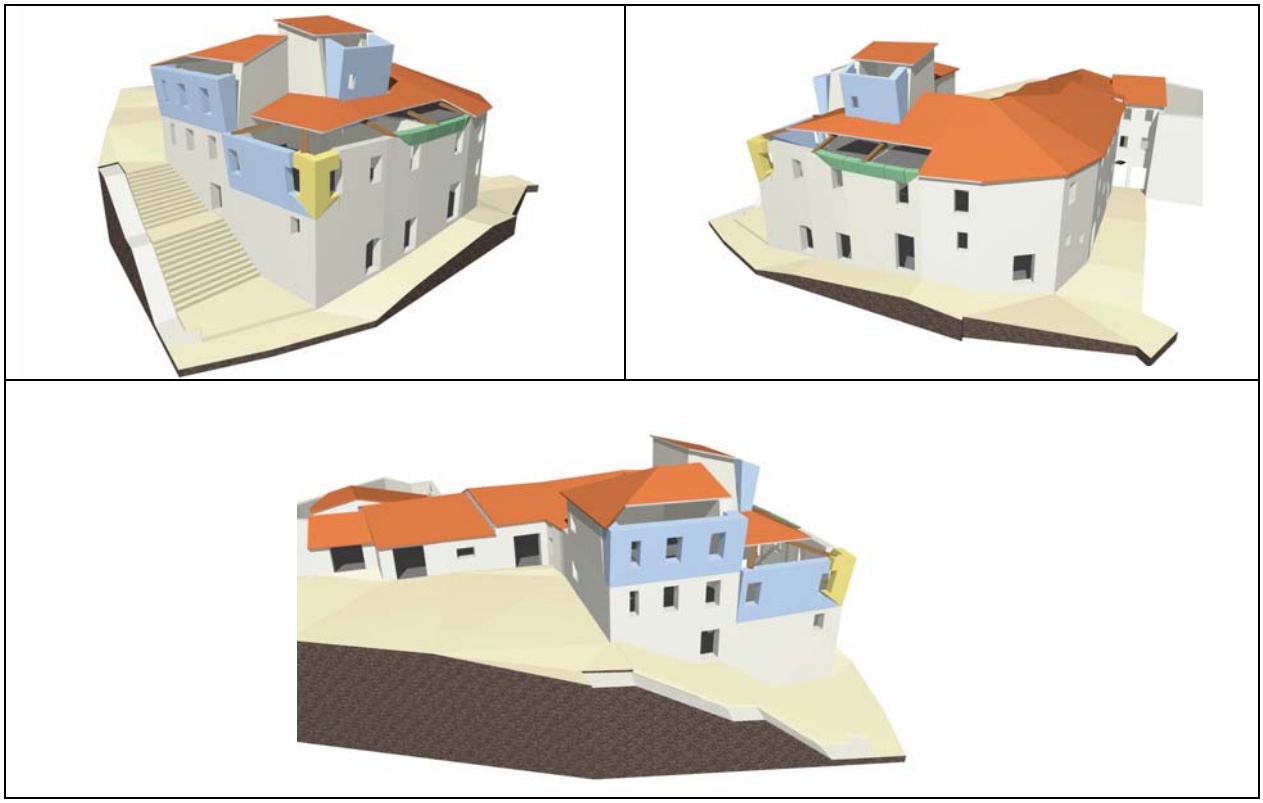


Fig. 17.1– Attivazione dei meccanismi di collasso in un comparto edilizio di Gagliole (MC) danneggiato dal terremoto

17.1 ANALISI DEI PARAMETRI DELLA SCHEDA GNDT DI II LIVELLO

La scheda di Vulnerabilità di II livello del GNDT (Gruppo Nazionale Difesa Terremoti), attraverso una serie di parametri indicatori di vari aspetti, descrive le caratteristiche intrinseche dell'edificio che concorrono, tramite una somma di punteggi pesati, alla determinazione di un indice di vulnerabilità.

La massima vulnerabilità conseguibile, nelle ipotesi più sfavorevoli, è pari a 393,75 (Iv = 1) mentre la minima è 0 (Iv = 0).

Nell'ambito di ciascun parametro, che caratterizza la vulnerabilità, le situazioni reali vengono raggruppate in quattro classi.

La prima (A) raccoglie quelle situazioni che si possono considerare aderenti ai requisiti richiesti dalla Normativa sismica; nella altre B, C, e D sono raccolte situazioni via via più vulnerabili caratterizzate da punteggi crescenti.

I punteggi relativi ai diversi parametri vengono moltiplicati per opportuni pesi e quindi sommati al fine di ottenere un valore complessivo di vulnerabilità, tanto più alto quanto più questa è elevata.

I pesi tengono conto della diversa importanza che i vari parametri assumono ai fini del comportamento sismico della struttura.

Nell'elenco seguente, sono riportati i parametri di riferimento, seguiti dai punteggi delle quattro classi, e dai pesi.

Alcuni pesi sono variabili in dipendenza delle caratteristiche dettagliate dei corrispondenti parametri.

Nel seguito, esaminando in dettaglio i singoli parametri, saranno posti in evidenza i criteri di valutazione della classe di appartenenza (ossia del punteggio) e del peso.

n.	Parametri	Classi				Pesi
		A	B	C	D	
1	Organizzazione del sistema resistente	0	5	20	45	1
2	Qualità del sistema resistente	0	5	25	45	0,25
3	Resistenza convenzionale	0	5	25	45	1,5
4	Posizione dell'edificio e tipo di fondazioni	0	5	25	45	0,75
5	Orizzontamenti	0	5	25	45	0,5
6	Configurazione planimetrica	0	5	25	45	0,5
7	Configurazione in elevazione	0	5	25	45	0,5-1,0 (var)
8	Distanza massima tra le murature	0	5	15	45	1
9	Copertura	0	15	25	45	0,5-0,75-1,0 (var)
10	Elementi non strutturali	0	0	25	45	0,25
11	Stato di fatto	0	5	25	45	1

Tab. 17.1 - Valutazione dei punteggi

La qualità dell'informazione è graduata su quattro valutazioni:

- E = elevata: conseguita attraverso misure dirette effettuate in sito o lettura di elaborati affidabili;
- M = media: corrispondente ad informazioni indirette e misure rilevate da grafici non esecutivi;
- B = bassa: qualora l'operatore possa dedurre le caratteristiche del parametro solo da ipotesi ragionevoli o da informazioni generiche;
- A = assenza di informazione: se la caratterizzazione del parametro ha solo valore indicativo non potendo disporre di informazioni più attendibili.

Nella tabella seguente sono state riportate le 4 classi di edifici con i rispettivi punteggi e indici di vulnerabilità (Iv) minimi o massimi in relazione ai pesi di alcuni parametri e un giudizio sintetico di vulnerabilità. Il giudizio di vulnerabilità è stato graduato con classi intermedie che meglio rappresentano la realtà.

Classe	Punteggio	Indice di vulnerabilità Iv	Giudizio base di Vulnerabilità	Intervalli di Iv	Giudizio di Vul. modificato
A	0	0,00	Adeguata	0-0.10	Adeguata
B	52,5	0,13	Bassa	0,10 – 0,20	Bassa
				0,20-0,40	Medio bassa
C	203,75	0,51	Media	0,40 – 0,60	Media
				0,60 – 0,80	Medio alta
D	393,75	1,00	alta	0,80 – 1,00	Alta

Tab. 17.2 - Correlazione classi edifici, Iv e giudizio di Vul.

17.1.1 Parametro n. 1 - Tipo ed organizzazione del sistema resistente

Tra gli undici parametri della scheda di vulnerabilità GNDT di II livello è qui esaminato in dettaglio il parametro n° 1, per gli altri parametri si rimanda al manuale della scheda.

Questo parametro valuta il grado di organizzazione degli elementi verticali, a prescindere dal materiale e dalle caratteristiche delle singole murature.

L'elemento significativo è dato dalla presenza e dalla efficacia dei collegamenti fra le pareti ortogonali.

L'appartenenza dell'edificio ad una delle quattro classi viene determinata secondo i seguenti criteri:

- Classe A (punti 0): l'edificio rispetta la normativa per le nuove costruzioni in zona sismica oppure è stato consolidato nel rispetto delle normative vigenti;
- Classe B (punti 5): l'edificio presenta a tutti i livelli collegamenti realizzati tramite cordoli o catene ed efficaci ammorsamenti tra pareti ortogonali in grado di trasmettere azioni taglianti verticali;
- Classe C (punti 20): l'edificio, pur non presentando cordoli o catene a tutti i livelli, è costituito da pareti ortogonali ben ammorsate tra loro;
- Classe D (punti 45): l'edificio presenta pareti ortogonali non legate fra loro.

Ai fini di una valutazione più accurata del parametro 1 sono stati individuati alcuni elementi costruttivi che concorrono a determinare l'efficacia della organizzazione delle strutture verticali avendo come riferimento i possibili meccanismi di collasso attivabili.

Gli elementi costruttivi individuati sono:

1. L'ammorsamento tra le pareti ortogonali;
2. La presenza di collegamenti di piano in acciaio o calcestruzzo;
3. La distanza tra i muri maestri;
4. L'altezza dell'interpiano;
5. La distribuzione e la presenza delle aperture nei muri maestri;
6. La dimensione dei maschi d'angolo;
7. La consistenza o la presenza degli architravi;
8. La presenza di archi e volte.

Per ciascuno di essi sono state effettuate ulteriori differenziazioni che consentono di valutare l'efficacia sismica dell'elemento costruttivo.

	Elementi che concorrono alla organizzazione delle strutture verticali	**Dettagli costruttivi che contribuiscono alla efficacia dei singoli elementi della organizzazione del sistema resistente**
1	Ammorsamento tra le pareti ortogonali	– Risultano legate tra loro mediante ammorsamenti agli innesti e agli incroci; – Risultano legate tra loro, ma lungo le pareti sono presenti canne fumarie o cavità di altro genere che ne interrompono la continuità; – Non sono legate tra loro.
2	Presenza di collegamenti di piano in acciaio o calcestruzzo armato	– Presenza di collegamenti di piano in profili di acciaio disposti lungo tutte le pareti portanti dell'edificio ancorati alle murature perimetrali e all'esterno; – Presenza di cordoli di piano in c.a. di larghezza pari a quella della muratura sottostante e di altezza minima pari a quella del solaio e comunque non inferiore a cm 15 adeguatamente armati; – Presenza di catene ancorate all'esterno; – Assenza di collegamenti in acciaio o cordoli di piano e presenza di catene soltanto in una direzione adeguatamente collegate alle pareti; – Assenza di cordoli e catene.
3	Distanza tra i muri	– Distanza inferiore a 7 m. – Distanza superiore a 7 m.
4	Altezza massima di interpiano	– Inferiore a 5 m. – Superiore a 5 m.
5	Aperture nei muri maestri	– Sono delimitare da zone di murature di dimensioni pari ad almeno la metà della larghezza del vano stesso. Inoltre due aperture sono separate da una zona di muratura di larghezza almeno pari a quella del vano più largo; – Rispettano i parametri ottimali oppure sono rinforzate da un'intelaiatura formata dall'architrave, dai ritti e dal traverso superiore; – Non rispettano i parametri ottimali e non sono riquadrate da intelaiature.
6	La dimensione dei maschi d'angolo	– Di larghezza pari ad almeno 1 m. – Di larghezza inferiore a 1 m. ma comunque maggiore del solo spessore del muro ortogonale; – Coincidenti con il solo spessore del muro ortogonale.
7	La consistenza o la presenza degli architravi	– Presenza di architravi efficaci; – Assenza di architravi.
8	Presenza di archi e volte	– Nell'edificio non sono presenti archi e volte staticamente significativi; – Archi e volte scarichi; – Nell'edificio sono presenti archi e volte muniti di chiavi, tiranti atti ad assorbire le spinte loro imposte; – Archi e volte impostati su murature aventi spessori sufficienti ad accogliere le spinte senza che vengano sforzi di trazione; – Archi e volte che non hanno la spinta eliminata e che non si impostano su pareti aventi sufficienti spessori.

Tab. 17.3 – Organizzazione del sistema resistente e dettagli costruttivi

Nei paragrafi seguenti si fa spesso riferimento all'indice di Vulnerabilità GNDT in quanto è utile poter disporre di uno strumento semplice di analisi che consenta di effettuare una classificazione sismica attraverso un punteggio rappresentativo delle capacità antisismiche dell'edificio in modo da guidare efficacemente il processo di progettazione attraverso la valutazione della vulnerabilità sismica dello stato di fatto e dello stato post-intervento.

Pertanto l'intervento di miglioramento sismico dovrà corrispondere ad un aumento della resistenza sismica dell'edificio in termini di punteggio rapportabile ai valori della PGA minima di collasso della struttura.

Se il valore della vulnerabilità conseguita non è soddisfacente occorrerà apportare modifiche alle soluzioni progettuali adottate fino a quando la vulnerabilità risulterà accettabile, anche attraverso un confronto diretto con i valori di PGA indicati dalla normativa.

Attraverso questa metodologia è possibile valutare il livello di miglioramento conseguito dall'edificio e la procedura diviene una guida per le scelte progettuali.

In tale contesto è possibile calcolare localmente la vulnerabilità dei singoli meccanismi di collasso e con il metodo GNDT di II livello quella dell'intero edificio.

Attraverso un'analisi accurata sono stati individuati tutti gli elementi costruttivi che concorrono a determinare l'efficacia dei parametri della scheda correlati ai possibili meccanismi di collasso attivabili nell'edificio.

L'analisi dei meccanismi di collasso viene condotta mediante l'individuazione dei presidi sismici e degli indicatori di vulnerabilità che conduce alla scelta degli interventi di miglioramento sismico intesi come presidi o mitigatori della stessa vulnerabilità.

Ad ogni intervento è associato un costo e una potenziale riduzione della vulnerabilità.

Per valutare l'efficacia dei singoli meccanismi è possibile utilizzare metodi semplificati basati sull'analisi dell'equilibrio limite dei corpi rigidi.

Una volta individuati gli interventi più efficaci in termini locali e globali, nel senso che concorrono in più parametri, viene individuato un modello di intervento globale.

17.2 ANALISI PER MECCANISMI DI COLLASSO

Per i principali meccanismi di collasso attivati dal terremoto Umbro_Marchigiano del 1997 viene illustrato un percorso metodologico che correla l'analisi del danno e della vulnerabilità, attraverso presidi sismici e indicatori di vulnerabilità, ad una serie di interventi ritenuti in grado di ridurre la vulnerabilità dei singoli meccanismi.

L'esame dei progetti ed il rilievo del danno in emergenza ha reso possibile l'individuazione delle principali modalità di danneggiamento degli edifici e l'efficacia di certe tipologie d'intervento realizzate negli ultimi 30 anni.

Le informazioni acquisite hanno consentito, inoltre, di individuare gli interventi di miglioramento sismico connessi ai diversi macroelementi, in base al riconoscimento della vulnerabilità intrinseca ed "aggiunta" (legata cioè a interventi passati fortemente discutibili).

In particolare per i principali cinematismi di collasso vengono fornite indicazioni per la scelta corretta degli interventi di miglioramento sismico con riferimento alle caratteristiche tipologiche del campione marchigiano.

In via del tutto generale, l'osservazione dei danni verificatisi mostra come siano da sconsigliare gli interventi che appesantiscono le strutture, in particolare quelle orizzontali, e introducono rigidezze eccessive sulla sommità delle pareti.

Per le strutture verticali sono da evitare le perforazioni armate diffuse e le iniezioni di miscele leganti, in particolare nelle murature a sacco scarsamente iniettabili, e per quanto riguarda le miscele leganti dovranno essere selezionati materiali compatibili con le caratteristiche chimiche delle strutture murarie.

L'obiettivo principale è quello di mitigare le vulnerabilità rilevate che, spesso, sono connesse alla limitata conoscenza del fenomeno sismico ed alla risposta sismica di tali costruzioni.

Questa considerazione è riferita sia a quelle carenze costruttive originali, quali l'assenza di catene longitudinali o la presenza di spinte non contrastate di volte, archi e coperture, sia a quelle introdotte recentemente con interventi moderni (in prevalenza tramite l'inserimento di nuove strutture in cemento armato). In questi casi bisogna valutare attentamente la possibilità della loro rimozione, qualora non comporti oneri economici troppo elevati o risulti impraticabile dal punto di vista tecnico.

Nelle analisi che seguono si assume come unità di riferimento il *macroelemento*, il *modo di danno* e il *meccanismo di collasso* attribuendo per essi il seguente significato:

- *Macroelemento*: porzione del corpo di fabbrica, costruttivamente riconoscibile e compiuta, caratterizzata da una risposta strutturale all'azione sismica sostanzialmente autonoma dal resto della costruzione;
- *Modo di danno:* fenomenologia con la quale si manifesta il dissesto nella muratura; in genere è associato a lesioni che tendono a separare il solido murario in parti distinte, secondo modi differenti, a seconda delle caratteristiche della sollecitazione (trazione, taglio o compressione) e delle proprietà intrinseche della muratura (murature a blocchi o comunque di buone caratteristiche presentano in genere lesioni singole, di maggior ampiezza e con andamento ben delineato; al contrario nelle murature scadenti le lesioni sono molteplici, con andamento irregolare);
- *Meccanismo:* cinematismo con il quale le diverse parti della fabbrica, separatesi a seguito del danno, giungono a collasso; ciascun meccanismo di collasso può contenere differenti modi di danno collegati alla vulnerabilità dell'elemento strutturale.

Per tale analisi sono stati presi in considerazioni i meccanismi di collasso e i modi di danneggiamento classificati dalla metodologia MEDEA elaborata dal Servizio Sismico Italiano (SSN) in collaborazione con il Dipartimento di Scienza delle Costruzioni dell'Università di Napoli (Capitolo 2).

Per ognuno dei sedici meccanismi di collasso individuati, sulla base delle tipologie costruttive del campione di edifici esaminati e della zona interessata dall'evento sismico, è stato individuato un

percorso logico che dal rilievo del danno consenta di indirizzare la scelta degli interventi di miglioramento sismico.

Per ogni meccanismo di collasso, oltre ai modi di danno previsti dalla scheda MEDEA, sono stati individuati i presidi sismici, gli indicatori di vulnerabilità associabili al meccanismo ed è stata fornita una prima indicazione per gli interventi di miglioramento sismico da attuare nel rispetto delle tipologie costruttive locali.

Obiettivo dell'analisi è quello di fornire uno strumento per indirizzare la progettazione degli interventi strutturali nell'ottica di un codice di pratica adottabile anche dalle amministrazioni locali.

Seguendo questo approccio è fondamentale basarsi sull'esperienza dei passati terremoti, anche se di modesta intensità, e dei dissesti idrogeologici che pongono in evidenza quali siano le principali caratteristiche della risposta strutturale e quali le modalità di collasso.

Le fasi operative del processo di diagnosi sono:

1. descrizione della geometria, dei materiali e del quadro fessurativo;
2. suddivisione della fabbrica in "macroelementi" ovvero parti costruttivamente riconoscibili ed unitarie sotto il profilo della risposta strutturale sismica (facciata, copertura, ecc);
3. individuazione dei modi di danno, dei meccanismi di collasso e della vulnerabilità strutturale associata a ciascun "macroelemento";
4. individuazione degli interventi di miglioramento sismico e dei relativi costi;
5. valutazione della efficacia dei singoli interventi con giudizio esperto o con verifiche locali dei singoli meccanismi. Per tali verifiche è importante la conoscenza dei modi di danneggiamento delle strutture che consente di individuare e localizzare i cinematismi possibili in base alle caratteristiche tipologiche dell'edificio, in modo di restringere la casistica dei modi di danneggiamento.

17.2.1 Elenco dei meccanismi di collasso e dei modi di danno

Si riporta nella tabella 17.4 l'elenco dei meccanismi e, nell'abaco seguente, la loro schematizzazione grafica.

Codice	Meccanismo
M1	Da taglio della parete per azioni nel piano
M2	Da taglio per azioni nel piano localizzato solo nella zona alta
M3	Da ribaltamento della intera parete
M4	Da ribaltamento parziale della parete
M5	Da instabilità (verticale) della parete
M6	Da rottura a flessione della parete
M7	Da scorrimento di piano orizzontale
M8	Da cedimento fondale
M9	Da irregolarità tra strutture adiacenti
M10	Per sfilamento delle travi del solaio della parete di supporto
M11	Per cedimento di architravi e/o piattabande
M12	Da irregolarità del materiale, debolezze locali etc.
M13	Da ribaltamento della parete del timpano
M14	Da ribaltamento della parte alta del cantonale
M15	Da ribaltamento della fascia sottotetto
M16	Da rotazione delle spalle di volte ed archi

Tab. 17.4 – Elenco dei meccanismi di collasso

Abaco dei meccanismi di collasso

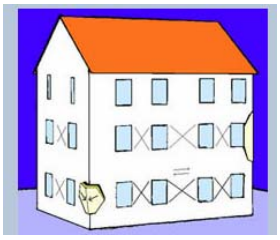
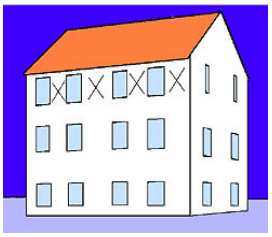
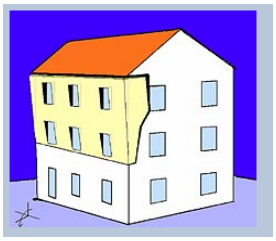
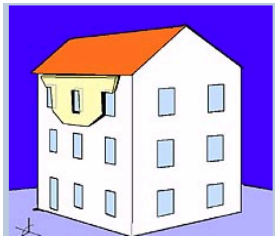
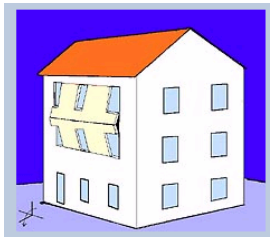
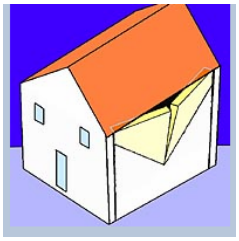
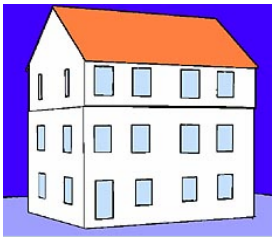
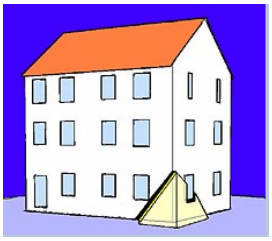
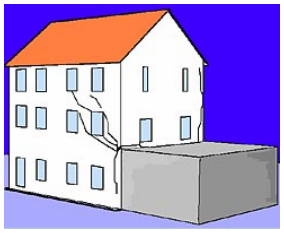
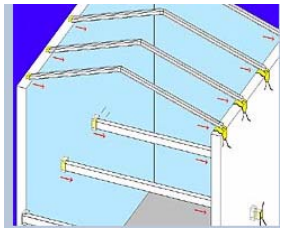
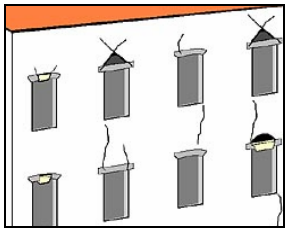
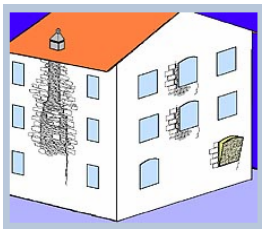
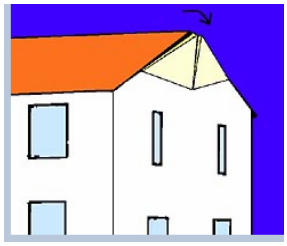
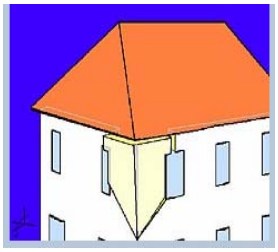
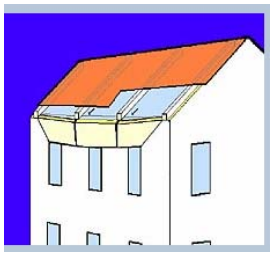
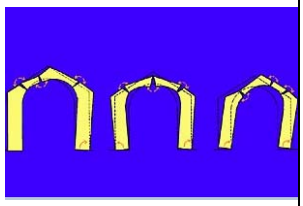
MECCANISMO 1: Da taglio nella parete per azioni nel piano 	**MECCANISMO 2:** Da taglio nella parete per azioni nel piano localizzato nella zona alta 	**MECCANISMO 3:** Da ribaltamento dell'intera parete 	**MECCANISMO 4:** Da ribaltamento parziale della parete 
MECCANISMO 5: Da instabilità (verticale) della parete 	**MECCANISMO 6:** Da rottura a flessione della parete 	**MECCANISMO 7:** Da scorrimento di piano orizzontale 	**MECCANISMO 8:** Da cedimento fondale 
MECCANISMO 9: Da irregolarità tra strutture adiacenti 	**MECCANISMO 10:** Per sfilamento delle travi del solaio dalla parete di supporto 	**MECCANISMO 11:** Per cedimento di architravi e/o piattabande 	**MECCANISMO 12:** Da irregolarità del materiale, debolezze locali ecc. 
MECCANISMO 13: Da ribaltamento della parete del timpano 	**MECCANISMO 14:** Da ribaltamento della parete alta del cantonale 	**MECCANISMO 15:** Da ribaltamento della fascia sottotetto 	**MECCANISMO 16:** Da rotazione delle spalle di volte e archi 

Fig. 17.2 – Abaco dei meccanismi di collasso

Nella tabella 17.5 sono riportate le modalità di danneggiamento (modi di danno) delle strutture verticali e orizzontali; le loro schematizzazioni grafiche sono inserite nei due abachi successivi.

Le schematizzazioni sia dei meccanismi che dei modi di danno costituiscono, naturalmente, una sintesi molto utile ai rilevatori per l'analisi sul campo degli edifici.

Modalità di danneggiamento alle strutture verticali
V1 - lesioni diagonali nei maschi
V2 - lesioni diagonali ai livelli superiori
V3 - lesioni diagonali nei cantonali
V4 - lesioni diagonali a separare un angolo in sommità
V5 - lesioni diagonale a separare un angolo in basso
V6 - lesioni diagonali nei parapetti sopra ed attraverso architravi
V7 - lesioni diagonali lungo l'altezza dell'edificio verso gli angoli in basso
V8 - lesioni diagonali nel timpano
V9 - lesioni verticali cantonali e/o incroci
V10 - lesioni diagonali nelle pareti trasversali e/o di spina
V11 - deformazione di catene fino a rottura
V12 - lesioni da distacco sul contorno del timpano
V13 - lesioni verticali nei parapetti tra le aperture o nelle fasce di piano
V14 - lesioni orizzontali in corrispondenza di orizzontamenti
V15 - lesioni orizzontali in testa e/o al piede di maschi
V16 - schiacciamento locale della muratura con o senza espulsione di materiale
V17 - lesioni diagonali da discontinuità tra edifici adiacenti
V18 - lesioni verticali lungo la linea di interfaccia tra due edifici
V19 - espulsione di materiale agli appoggi di travi per martellamento del solaio sulla parete
V20 - deformazione nel piano della parete in direzione trasversale per spanciamento
V21 - fuori piombo/rotazione incipiente della parete
V22 - lesioni diagonali per cedimento fondazioni
V23 - lesioni verticali per cedimento fondazioni
Modalità di danneggiamento alle strutture orizzontali
H1 - lesioni in chiave nelle volte
H2 - lesioni alle reni delle volte
H3 - lesioni al piede delle volte
H4 - schiacciamento al piede nelle volte
H5 - lesioni trasversali nelle volte a botte
H6 - lesioni da distacco delle volte dei muri
H7 - sfilamento/rottura di catene o cedimenti incidenti di contrafforti o di altri presidi
H8 - lesioni parallele all'orditura di solai e copertura
H9 - lesioni ortogonali all'asse delle nervature di solai e copertura
H10 - sfilamento degli appoggi delle travi portanti e/o dei travetti secondari di solai e copertura
H11 - cedimento degli appoggi e/o porzioni di muro a sostegno delle travi di solai e copertura
H12 - lesioni da distacco dei muri
H13 - perdita di verticalità delle capriate per deformazione del piano di falda

Tab. 17.5 – Modalità di danneggiamento per le strutture verticali e orizzontali

Abaco dei modi di danno alle strutture verticali

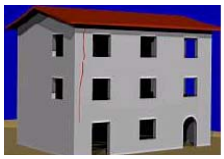
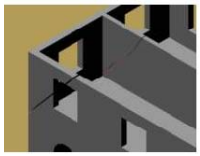
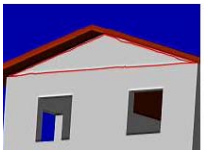
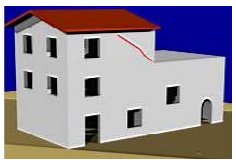
V1 Lesioni ad andamento diagonale nei maschi murari Meccanismi 1, 6, 12	**V2** Lesioni ad andamento diagonale localizzate ai livelli superiori nei maschi murari Meccanismi 2, 6	**V3** Lesioni ad andamento diagonale in corrispondenza dei cantonali Meccanismi 1, 7	**V4** Lesioni ad andamento diagonale a separare un angolo in sommità Meccanismi 2, 4
V5 Lesioni ad andamento diagonale a separare un angolo in basso Meccanismi 8	**V6** Lesioni ad andamento diagonale nei parapetti sopra ed attraverso architravi di porte e finestre Meccanismi 7, 11, 12, 14, 15	**V7** Lesioni ad andamento diagonale che corrono lungo l'intera altezza Meccanismi 1	**V8** Lesioni ad andamento diagonale nel timpano Meccanismi 1, 2
V9 Lesioni ad andamento verticale in corrispondenza di incroci tra muri (cantonali e/o croci di muro)  Meccanismi 3, 4, 6, 10	**V10** Lesioni ad andamento diagonale nelle pareti trasversali e/o di spina  Meccanismi 1, 2, 3, 4,	**V11** Deformazione permanente di catene e/o presidi d'ancoraggio fino a rottura di catene o sfilamento dell'ancoraggio stesso Meccanismi 1, 2, 3, 4, 6, 10	**V12** Lesioni da distacco sul contorno del timpano del tetto  Meccanismi 13
V13 Lesioni ad andamento verticale nei parapetti tra le aperture o nelle fasce di piano Meccanismi 4, 11, 12, 14, 15	**V14** Lesioni ad andamento orizzontale in corrispondenza degli orizzontamenti Meccanismi 3, 4, 7	**V15** Lesioni ad andamento orizzontale in testa e/o al piede dei maschi murari Meccanismi 1, 2	**V16** Schiacciamento locale della muratura Meccanismi 1, 12, 16
V17 Lesioni diagonali a partire da discontinuità tra due edifici adiacenti (Es.: per differenza di quota tra due impalcati)  Meccanismi 9, 12	**V18** Lesioni ad andamento verticale lungo la linea di interfaccia tra due edifici adiacenti Meccanismi 9, 12	**V19** Espulsione di materiale in corrispondenza degli appoggi di travi (a livello di piano e/o di copertura) dovuta a martellamento del solaio sulla parete Meccanismi 5, 10, 13, 15	**V20** Deformazione nel piano della parete in direzione trasversale (sganciamento) Meccanismi 5, 6
V21 Fuori piombo/rotazione incipiente della parete Meccanismi 3, 4, 16	**V22** Lesioni diagonali per cedimento delle fondazioni Meccanismi 8	**V23** Lesioni verticali per cedimento delle fondazioni Meccanismi 8	

Fig. 17.3 – Abaco dei danni alle strutture verticali

Abaco dei modi di danno alle strutture orizzontali

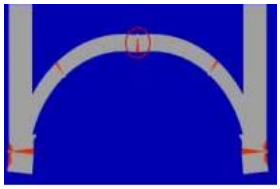
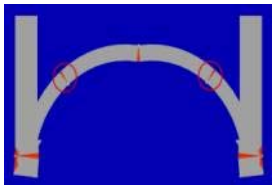
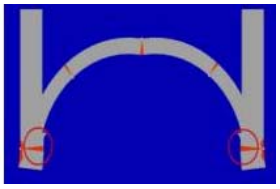
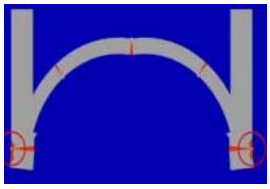
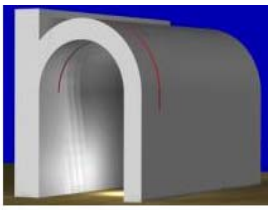
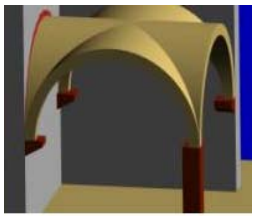
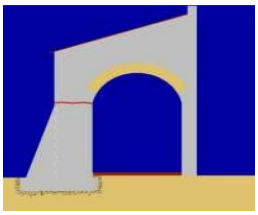
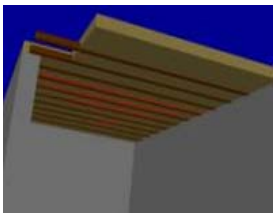
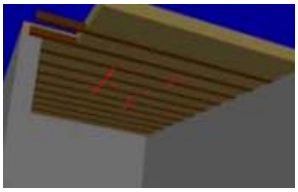
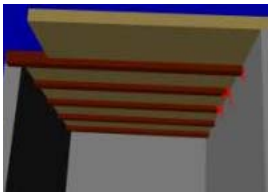
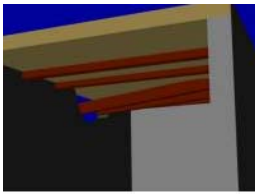
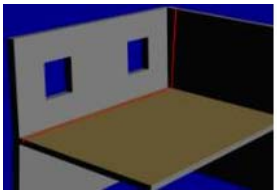
H1 Lesioni in chiave nelle volte  Meccanismo 16	**H2** Lesioni alle reni nelle volte  Meccanismo 16	**H3** Lesioni al piede nelle volte  Meccanismo 16	**H4** Schiacciamento al piede nelle volte  Meccanismo 16
H5 Lesioni trasversali nelle volte a botte  Meccanismi 3, 4, 5, 6	**H6** Lesioni da distacco delle volte dai muri  Meccanismi 3, 4, 5, 6	**H7** Sfilamento/rottura di catene o cedimenti incipienti di contrafforti o altri presidi di annullamento della spinta  Meccanismi 8, 16	**H8** Lesioni parallele all'orditura di solai e coperture  Meccanismi 1, 2, 3, 4, 5
H9 Lesioni ortogonali all'asse delle nervature di solai e coperture  Meccanismi 3, 4, 5, 15	**H10** Sfilamento dagli appoggi delle travi portanti e/o dei travetti secondari di solai e coperture  Meccanismi 3, 4, 5, 6, 10, 13, 14, 15	**H11** Cedimento degli appoggi e/o porzioni di muro a sostegno delle travi di solai e copertura  Meccanismi 1, 2, 3, 4, 5, 6, 8, 11, 12, 14, 15	**H12** Lesioni da distacco dai muri  Meccanismi 3, 4, 5, 6, 7, 9, 10, 15
H13 Perdita di verticalità delle capriate (per deformazione del piano di falda) Meccanismo 7			

Fig. 17.4 – Abaco dei danni alle strutture orizzontali

17.2.2 Esempio – Analisi del meccanismo di collasso da taglio per azioni nel piano

Per facilitare l'individuazione dei meccanismi di collasso dell'edificio in esame sono state predisposte delle specifiche schede nelle quali il tecnico rilevatore dovrà riportare tutte le informazioni rilevate in termini di danno e di vulnerabilità.

Nell'allegato F sono riportate le schede per i 16 meccanismi individuati da MEDEA con le rispettive caratterizzazioni, analisi e indicazioni.

Ogni scheda è composta da tre colonne:

- nella prima sono riportate le descrizioni delle informazioni richieste e le indicazioni degli interventi di miglioramento sismico legate al meccanismo in esame;
- nella seconda il compilatore dovrà riportare la valutazione della stima del livello di danno, la valutazione dell'efficacia dei presidi antisismici, degli indicatori di vulnerabilità sismico e gli interventi di miglioramento eseguibili;
- nella terza è riportata la rappresentazione grafica del meccanismo e, a seguire, i disegni schematici raffiguranti i diversi modi di danno compatibili con il meccanismo analizzato, al fine di guidare il rilevatore nelle valutazioni richieste e garantire una completezza delle informazioni.

In particolare, viene compilata una scheda per ogni meccanismo individuato sull'edificio che si sta analizzando nella quale al rilevatore si richiede di riportare:

- la possibilità di attivazione del meccanismo indipendentemente dal danneggiamento presente (a tal fine è stata inserita una breve descrizione del meccanismo con delle note esplicative e di commento);
- l'eventuale attivazione del meccanismo (Si/No);
- la localizzazione e descrizione della parte della struttura interessata dal meccanismo;
- il riconoscimento dei modi di danno eventualmente attivati sulla base della lista suggerita, con indicazione dell'estensione del corrispondente livello di danno rilevato, graduato nella scala macrosismica europea EMS 98 a 6 livelli (0=nessun danno, 1=danno leggero, 2=danno lieve, 3=danno medio, 4= danno grave, 5= danno gravissimo prossimo al crollo o crollo);
- la presenza di eventuali presidi antisismici utili a contrastare il meccanismo e la stima della loro efficacia;
- la presenza di eventuali indicatori di vulnerabilità e la stima della loro incidenza;
- indicazioni sugli interventi di miglioramento sismico consigliati (nelle schede è stato inserito un elenco di interventi compatibili, elencati in ordine decrescente di efficacia)

Sia per i presidi antisismici che per gli indicatori di vulnerabilità l'efficacia viene graduata con un punteggio da 0 a 3 attribuito su base di giudizio esperto e su base di verifiche locali dei meccanismi.

Grado di efficacia	Giudizio
0	Presente ma non efficace
1	Poco efficace
2	abbastanza efficace
3	efficace

Anche per gli indicatori di vulnerabilità rilevati viene richiesta al rilevatore una stima della loro incidenza sempre n una scala graduata con un punteggio da 0 a 3 attribuito su base di giudizio esperto:

Grado di incidenza	Giudizio
0	Non presente
1	Incidenza limitata
2	Incidenza rilevante
3	Incidenza elevata

A titolo esplicativo nella figura successiva è visualizzata la scheda predisposta per il meccanismo di collasso n. 1 (da taglio per azioni nel piano).

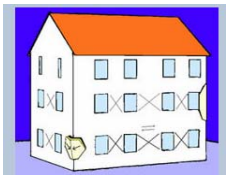
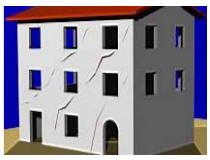
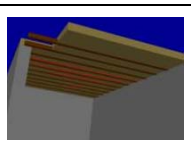
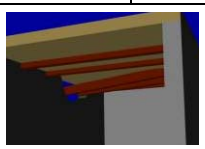
1 - DA TAGLIO NELLA PARETE PER AZIONI NEL PIANO - Peso nella fabbrica_____		
Possibilità di attivazione del meccanismo: Si / No _____	Livello di danno EMS 98 Estensione (0-5)	 **Meccanismo n. 1** Da taglio nella parete per azioni nel piano.
- Meccanismo, da taglio nella parete dovuto ad azioni cicliche nel piano, localizzato, in genere, nei pannelli murari aventi sviluppo da terra (maschi murari); si localizza soprattutto nella parte bassa della costruzione, nei cantonali e nei timpani.		
Attivazione del meccanismo: Si /No _____		
Localizzazione e descrizione della parte della struttura interessata dal meccanismo: ……		
Modo di danno attuale (A) o pregresso (P)		
- V1 Lesioni ad andamento diagonale nei maschi murari		
- V3 Lesioni ad andamento diagonale in corrispondenza dei cantonali		
- V7 Lesioni ad andamento diagonale che corrono lungo l'intera altezza dell'edificio tendendo verso gli angoli in basso		V1
- V8 Lesioni ad andamento diagonale nel timpano		
- V10 Lesioni ad andamento diagonale nelle pareti trasversali e/o di spina		
- V11 Deformazione permanente di catene e/o presidi d'ancoraggio fino a rottura di catene o sfilamento dell'ancoraggio stesso		
- V15 Lesioni ad andamento orizzontale in testa e/o al piede di maschi murari		
- V16 Schiacciamento locale della muratura con o senza espulsione di materiale		
- H8 Lesioni parallele all'orditura di solai e coperture		
- H11 Cedimento degli appoggi e/o porzioni di muro a sostegno delle travi di solai e coperture		V3
Presidi antisismici	Efficacia (0-3)	
- Presenza di catene nel piano della parete		
- Muratura costituita da due paramenti ben ammorsati; presenza di diatoni		
- Muratura uniforme e di buona qualità		
- Malta tenace, presenza di stilatura		
- Tessitura orizzontale ordinata con giunti sfalsati		
- Presenza di buoni architravi nelle aperture		
- Presenza di cordoli leggeri (metallici reticolari, muratura armata, c.a. sottili)		
- Presenza di maschi murari di dimensione maggiore delle aperture		
- Buona distribuzione della rigidezza per evitare effetti torsionali		 V7
Indicatori di vulnerabilità	Incidenza (0-3)	
- Presenza di aperture di grandi dimensioni		
- Muratura a tessitura disordinata con giunti non sfalsati		
- Muratura di scadente qualità o di limitato spessore		
- Malta friabile		
- Sezione muraria formata da due paramenti accostati e/o a sacco		
- Presenza di molte aperture e maschi murari di dimensione inferiore alle aperture		
- Indebolimenti per discontinuità (canne fumarie, nicchie)		
- Aperture non allineate		
- Distribuzione della rigidezza non regolare		
- Presenza di efficaci elementi di contrasto (contrafforti, corpi addossati, altri edifici)		V8
Indicazione degli interventi di miglioramento sismico	Si /No	
- 2N – Esecuzione di diatoni trasversali -Miglioramento del collegamento tra i paramenti murari interno ed esterno con la esecuzione di diatoni trasversali in acciaio, pietra, mattoni o c.a.		
- MC - Chiusura vuoti (eliminazione di discontinuità all'interno della struttura muraria)		
- 5N – Cerchiatura delle aperture		V10
- ML – rete sandwich		
- MH – Iniezioni (Consolidamento della muratura mediante iniezioni di miscele compatibili con la qualità delle pietre e della malta esistente iniettata a bassa pressione)		
- MN – Rinzaffo strutturale, se compatibile con le caratteristiche della parete		
- 3N – Aumento della sezione muraria mediante la realizzazione di una parete interna e/o esterna		V11
- MB – Cuci e scuci con pietre e mattoni per il consolidamento di pareti ammalorate senza alterare localmente le caratteristiche meccaniche della parete		
- 4N – Consolidamento delle murature mediante reticolo di materiale composito monodirezionale o bidirezionale		V15
V16	 H11	 H8

Fig. 17.5 – Meccanismo n. 1 da taglio per azioni nel piano

17.3 CORRELAZIONE DEI PARAMETRI DELLA SCHEDA DI VULNERABILITÀ "GNDT DI II LIVELLO" CON I MECCANISMI DI COLLASSO DELLA METODOLOGIA "MEDEA"

La correlazione tra i parametri della scheda di vulnerabilità GNDT e i meccanismi di collasso è stata effettuata associando a ciascun parametro della scheda i possibili meccanismi di collasso ad essi collegati sia direttamente che indirettamente, quindi sono stati scelti gli interventi più efficaci e di basso costo che consentono, però, una riduzione significativa della vulnerabilità globale dell'edificio.

Oltre agli interventi di miglioramento sismico, gli undici parametri, risultano essere collegati ai modi di danno, ai presidi e agli indicatori di vulnerabilità.

PARAMETRO	Meccanismi correlati	Interventi possibili
N. 1 - TIPO ED ORGANIZZAZIONE DEL SISTEMA RESISTENTE	*Diretti* M3 - M4 - M5 - M6 - M7 M10 - M13 - M14 – M15 *Indiretti* M1 - M2 – M11	*Diretti* – Catene singole e binate – Collegamenti di piano in acciaio – Cordoli di piano in cls – Consolidamento solai leggeri – Collegamento tra pareti – ammorsamento – Regolarizzazione delle aperture *Indiretti* – Architravi – piattabande
N. 2 - QUALITA' DEL SISTEMA RESISTENTE	*Diretti* M1 - M2 *Indiretti* M3 - M4- M5 - M6	*Diretti* – Stuccatura profonda – Tirantini orizzontali – diatoni – Intonaco *Indiretti* – Iniezioni di malte compatibili con le murature – Applicazione di rete elettrosaldata e betoncino su entrambe le facce delle pareti – Applicazione di fasce in FRP – Consolidamento attivo delle murature
N. 3 - RESISTENZA CONVENZIONALE	*Diretti* M1 - M2 *Essendo un parametro calcolato e basato su uno specifico modello su di esso hanno influenza tutti gli interventi migliorativi sulle strutture verticali (par. 1 e 2) e quelli migliorativi del comportamento scatolare (par. 5 e 9)*	*Diretti* – Stuccatura profonda – Tirantini orizzontali – diatoni – Intonaco – Chiusura vuoti-finestre-porte-nicchie *Indiretti* – Iniezioni di malte compatibili con le murature – Applicazione di rete elettrosaldata e betoncino su entrambe le facce delle pareti – Applicazione di fasce in FRP – Consolidamento attivo delle murature – Rifacimento solai

Tab. 17.6 – Correlazione parametri scheda GNDT, meccanismi Medea ed interventi

PARAMETRO	Meccanismi correlati	Interventi possibili
N. 4 - POSIZIONE DELL'EDIFICIO E FONDAZIONE	*Diretti* M8	– Sottofondazioni in muratura – Sottofondazioni in cemento armato – Platea in cemento armato collegata alle pareti perimetrali – Fondazioni profonde
N. 5 - ORIZZONTAMENTI	*Diretti* M3 - M4 - M5 - M7 - M10	– Catene singole o binate – Collegamenti di piano in acciaio – Irrigidimento di piano leggero – Rifacimento solai
N. 6 - CONFIGURAZIONE PLANIMETRICA	*Diretti* M9	– Eventuale giunto se possibile
N. 7 - CONFIGURAZIONE IN ELEVAZIONE	*Diretti* M9	
N. 8 - DISTANZA MASSIMA FRA LE MURATURE	*Diretti* M6 *Indiretti* M3 - M4 - M5	*Diretti* – Realizzazione di nuovi muri – Telaio antiribaltamento *Indiretti* – Collegamenti di piano in acciaio
N. 9 - COPERTURA	*Diretti* M3 - M4 - M6 - M10 – M13 - M14 - M15	*Diretti* – Collegamenti di piano in acciaio – Controventi di falda – Eliminazione di spinte in copertura
N. 10 – ELEMENTI SECONDARI	M12	*Diretti* – Collegamento alle strutture portanti delle appendici e degli aggetti *Indiretti* – Eliminazione delle superfetazioni (servizi, verande ecc.)
N. 11 - STATO DI FATTO	*Indiretti* M12	*Diretti* – Chiusura vuoti – Regolarizzazione superficie

Tab. 17.7 - Correlazione parametri scheda GNDT, meccanismi Medea ed interventi

17.4 INDICAZIONI GENERALI PER LA SCELTA DEGLI INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO SISMICO

Dalla osservazione dei danni si è visto come la vulnerabilità di molti edifici dipende maggiormente dalle carenze costruttive e dai dettagli costruttivi.

E' stato pertanto individuato un modello di progetto indirizzato alla mitigazione della vulnerabilità sismica attraverso l'eliminazione delle carenze costruttive e la messa in opera di presidi antisismici efficaci per i singoli meccanismi di collasso attivatisi o che potrebbero attivarsi sull'edificio.

Per ogni edificio, partendo dall'analisi di vulnerabilità effettuata con l'ausilio della "*scheda di vulnerabilità GNDT di II livello per edifici in muratura*" è stata individuata una proposta di intervento basata prevalentemente sulla messa in opera di presidi sismici minimi di elevata efficacia tenuto conto che le cause del danneggiamento rilevato sono da imputare prevalentemente all'assenza di presidi contro il ribaltamento delle pareti, alla presenza di murature non ammorsate, all'assenza di collegamenti di piano efficaci e alla presenza di strutture di copertura con elementi rigidi in c.a. senza controventi di falda.

Il modello di intervento individuato consente di ridurre le vulnerabilità principali evitando di effettuare interventi diffusi ed invasivi, spesso previsti nell'ottica di un miglioramento sismico globale della struttura, che si basa sulla riduzione controllata della vulnerabilità; sono state pertanto individuate tutte le carenze costruttive degli edifici del campione di edifici esaminati e i dati sono stati sintetizzati nei parametri della scheda di vulnerabilità GNDT ottenendo un indice di vulnerabilità.

Parallelamente, per alcuni meccanismi di collasso sono stati individuati con l'analisi all'equilibrio limite, i moltiplicatori di collasso caratteristici dei principali meccanismi sia per azioni nel piano che fuori del piano, ed è stato, quindi, possibile valutare numericamente l'efficacia di alcuni interventi.

17.5 PRIORITÀ PER LA PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE DEGLI INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO SISMICO E RIPARAZIONE DEL DANNO

In linea di massima gli interventi devono essere progettati ed eseguiti dando priorità a quelli, generalmente poco invasivi e di costo contenuto, che consentono di eliminare o ridurre le principali carenze costruttive e le vulnerabilità degli edifici.

Il livello di miglioramento sismico inoltre può essere graduato sulla base del livello di vulnerabilità del corpo di fabbrica e sul livello di rischio previsto per l'area oggetto di indagine.

Per raggiungere tale obiettivo con i finanziamenti a disposizione, non sempre sufficienti, devono essere eseguiti necessariamente gli interventi che, con un costo contenuto, consentano la maggiore riduzione della vulnerabilità.

A tal proposito si riportano elencati in ordine di priorità i principali interventi eseguibili.

Una particolare attenzione deve essere rivolta agli edifici che presentano interventi di recente costruzione che hanno introdotto rilevanti vulnerabilità e masse aggiuntive.

Emblematico, ma purtroppo frequente, è il caso della sostituzione di tetti in legno con coperture in cemento armato e la realizzazione dei cordoli longitudinali in cemento armato.

Tutti gli interventi strutturali sono divisi in due categorie principali:

- riparazione del danno
- miglioramento-adeguamento sismico.

Viene omessa la trattazione degli interventi relativi agli impianti in quanto non direttamente collegata alla presente analisi.

A) Riparazione del danno

1. Pareti: sarcitura lesioni, cuci e scuci e ricostruzioni parziali;

2. Solai: sarcitura lesioni, sostituzione di parti di solai fortemente danneggiati o crollati;
3. Piattabande: sarcitura lesioni e ricostruzione dello schema strutturale originario o introduzione di nuovi elementi strutturali;
4. Strutture voltate e ad arco: sarcitura lesioni, ricostruzione parziale o totale di volte crollate utilizzando gli stessi materiali previa messa in sicurezza e rimozione delle parti pericolanti;
5. Elementi secondari non strutturali: eliminazione degli elementi che indeboliscono le strutture (canne fumarie da posizionare all'esterno delle pareti perimetrali) e collegamento degli aggetti alle strutture con efficaci dispositivi di ancoraggio.

B) Miglioramento-adeguamento sismico

1. Realizzazione dei collegamenti di piano con elementi in acciaio disposti lungo tutte le pareti portanti dell'edificio collegati sia alle pareti perimetrali che all'esterno con piastre o paletti;
2. Controllo dei meccanismi fuori del piano delle pareti da eseguire prevalentemente mediante il collegamento dei pannelli murari con catene (libere di scorrere e ancorate alla muratura con paletti o piastre metalliche), la realizzazione di cerchiature esterne e/o cordoli in acciaio, in muratura rinforzata con FRP, in materiale compositi, con cucitura armata attiva con nastri di acciaio inox per strisce (altezza circa 100 cm) o altra soluzione compatibile con le caratteristiche del manufatto. Tali presidi dovranno essere posizionati nei punti di controllo dei meccanismi.
3. Consolidamento dei solai. Per i solai i casi più frequenti sono quelli dei solai in legno, deformabili nel piano, dei solai in ferro e voltine a media deformabilità e solai in latero-cemento rigidi nel piano. Nella esecuzione dell'intervento di consolidamento bisogna tenere conto della deformabilità dei solai in quanto questa influisce notevolmente sul comportamento globale della struttura.
   Nel caso in cui si passa da un sistema a solai deformabili ad un sistema a solai rigidi risulta essere modificata la distribuzione delle azioni taglianti sui maschi murari e si possono avere delle concentrazioni di azioni orizzontali negli angoli in conseguenza della deformazione dei piani (espulsione delle angolate).
   I solai in legno presentano, usualmente, il problema dello sfilamento delle travi e del degrado pertanto l'intervento consigliato è quello di collegare le travi alle pareti perimetrali con piastre e tiranti in acciaio. Il parziale irrigidimento nel piano può essere eseguito con tavolato incrociato e collegamenti metallici alle murature.
   I solai in ferro e voltine o tavelloni, parzialmente rigidi, devono anch'essi essere collegati alle pareti perimetrali con profili in acciaio (punto 1 e 2) ed, eventualmente, irrigiditi con un massetto alleggerito semistrutturale.
   I solai in cemento armato, rigidi nel piano, se gettati in opera (da almeno 30-40 anni - solai tipo zap), presentano il problema della corrosione delle armature e può risultare conveniente sostituirli con solai con travi in ferro e tavelloni o in legno meno rigidi nel piano.
4. Miglioramento del comportamento degli archi e delle volte mediante l'eliminazione di eventuali carichi concentrati, la razionalizzazione dei rinfianchi, l'esecuzione di frenelli in mattoni pieni, l'eliminazione delle spinte, da eseguire, preferibilmente, attraverso il montaggio di catene; l'eventuale miglioramento delle proprietà meccaniche può essere ottenuto con l'incollaggio di strisce di materiale composito FRP nelle due direzioni e il collegamento alle murature perimetrali. Sono da escludere la posa in opera di cappe in calcestruzzo armate con rete elettrosaldata.
   Particolare attenzione va rivolta ai casi in cui siano presenti strutture in cemento armato all'imposta delle volte, coperture molto rigide e quando le strutture voltate e ad arco sono già "consolidate" con cappe o cordoli in calcestruzzo armato. In questi casi occorre valutare la possibilità di rimuovere le parti in cemento armato senza indurre sollecitazioni alla struttura e provocare danni alle parti di valore artistico; oppure consolidare la muratura a

contatto e sottostante le parti in c.a. e migliorare, prioritariamente, i collegamenti all'imposta delle volte.

5. Razionalizzazione del comportamento della copertura attraverso l'eliminazione delle azioni fuori del piano nelle parti sommitali delle pareti, ove possibile, riducendo le azioni verticali nei casi in cui sono presenti coperture pesanti in c.a. Interventi consigliati sono la esecuzione di controventature nel piano di falda, il montaggio di cordoli perimetrali in acciaio o muratura, il consolidamento della muratura sottostante i cordoli in c.a.
6. Interventi rivolti ad incrementare la resistenza dei maschi murari e delle murature attraverso il consolidamento parziale o totale da graduare, in base al livello di miglioramento sismico richiesto. Si può ipotizzare un primo livello di riparazione e risanamento del paramento murario, e livelli successivi di consolidamento con miglioramento sismico più consistente. L'esecuzione dei livelli successivi al primo deve essere accuratamente valutata e motivata, sia sul piano economico che di calcolo e può essere presa in considerazione nei casi in cui si hanno murature di cattiva qualità (formate, nella maggior parte dei casi, da due paramenti non ammorsati o debolmente ammorsati con sacco interno incoerente, con conci disposti in modo irregolare e malta di cattiva qualità), oppure quando sono presenti elevate tensioni di esercizio per carichi statici verticali per cui le pareti potrebbero essere sollecitate da forti azioni flessionali verticali e/o orizzontali. Tale situazione, generalmente è possibile, quando gli edifici sono ubicati in zone ad elevata sismicità o in aree dove sono stati valutati effetti di amplificazione locale dell'azione sismica.
   Per il primo livello di risanamento gli interventi proposti sono la stuccatura profonda, la regolarizzazione del paramento, l'eventuale cuci e scuci che potrebbe essere limitato agli incroci murari, e la chiusura dei vuoti murari in corrispondenza di manomissioni di varia natura e di degrado. Tali interventi dovrebbero essere eseguiti sempre con malte compatibili con la muratura in opera e con conci dello stesso tipo di materiale, e/o con mattoni pieni di argilla, utilizzato originariamente per la costruzione dell'edificio.
   Per i livelli successivi gli interventi proposti e consigliati, sono rivolti al collegamento dei paramenti murari e al miglioramento del comportamento flessionale (verticale e orizzontale) della muratura; essi consistono nel confinamento della muratura attraverso la cucitura armata attiva con nastri in acciaio inox, la posa in opera di diatoni artificiali in acciaio (tirantini antiespulsivi, tubi valvolati…) o in pietra, l'applicazione di nastri verticali e orizzontali di materiali compositi in FRP e l'iniezione a bassa pressione di malte o resine compatibili con la muratura in opera. Tali interventi possono essere eseguiti anche in modo combinato tra di loro in base al tipo di risposta strutturale che sono in grado offrire. Sono comunque da escludere l'uso sistematico delle perforazioni armate con barre di acciaio iniettate con miscele cementizie e il placcaggio con rete elettrosaldata e betoncino cementizio.
7. Interventi in fondazione da attuare sulla base di specifiche indagini geologiche; interventi possibili sono l'esecuzione di micropali, il consolidamento del terreno di fondazione, l'allargamento della base di fondazione.
8. Coperture, cordoli e parti in c.a.: demolizione e sostituzione, ove possibile senza arrecare danno alle strutture murarie e ai beni di valore artistico e architettonico, con strutture sismoresistenti (acciaio, legno, muratura armata, FRP…) di peso contenuto.

17.6 MODALITÀ OPERATIVE PER LA VALUTAZIONE DEI COSTI DI INTERVENTO DEL MODELLO

I presidi antisismici da introdurre negli elementi strutturali per contrastare i meccanismi di danno sono stati stimati attraverso un percorso di computo metrico semplificato di seguito illustrato:

- individuazione preventiva e stima del costo unitario degli interventi di miglioramento sismico e riparazione del danno idonei per la tipologia costruttiva del campione (interventi efficaci, poco invasivi e di costo contenuto e reversibili);
- computo delle quantità necessarie per valutare il costo dei singoli interventi (superficie, volume, lunghezza, numero) desunte dai progetti;
- individuazione del livello di danneggiamento di ogni meccanismo di danno desunto dai progetti;
- valutazione della efficacia dei presidi antisismici e degli indicatori di vulnerabilità presenti in ciascun meccanismo di danno;
- individuazione dei presidi (interventi di miglioramento sismico) efficaci per l'eliminazione delle carenze costruttive presenti nell'edificio in modo da contrastare l'attivazione dei possibili meccanismi di danno. Tale individuazione è basata, prioritariamente, sull'esperienza derivante dall'esame del comportamento di edifici simili che abbiano subito in passato eventi sismici;
- stima del costo complessivo d'intervento sulla base dei costi unitari e delle quantità computate.

Per il campione di progetti analizzato sono stati stimati i costi di riparazione del danno, di miglioramento sismico, delle finiture, degli impianti e le somme a disposizione dell'amministrazione (spese tecniche, IVA, spese generali…) nella situazione messa in opera e nella situazione virtuale proposta con il presente lavoro.

Le situazioni, messe a confronto con la condizione iniziale, evidenziano come sia possibile ridurre notevolmente la vulnerabilità dei corpi di fabbrica con costi a volte inferiori a quelli previsti nei progetti.

Le motivazioni di questo risultato sono da ricondurre alle scelte effettuate nei progetti che, in molti casi, si sono spinte fino ad un consolidamento diffuso e completo di tutti gli elementi strutturali del corpo di fabbrica perdendo di vista l'eliminazione delle carenze costruttive e delle vulnerabilità causa del danneggiamento rilevato o atteso.

La stima, svolta nell'ambito del presente lavoro, è stata invece indirizzata verso la scelta di interventi mirati e specifici che, sulla base del rilievo del danno e della vulnerabilità degli edifici danneggiati dai terremoti italiani degli ultimi 10 anni, sono ritenuti idonei al raggiungimento degli obiettivi di riduzione della vulnerabilità con costi contenuti. Tale percorso di miglioramento/adeguamento controllato non esclude la possibilità di effettuare consolidamenti di maggiore entità con fondi futuri.

Inoltre il livello di protezione sismica è stato graduato sulla base delle probabili azioni sismiche per le quali è stato valutato anche il livello di danno atteso (scenari di danno).

Il costo finale è fortemente influenzato da quello di riparazione del danno nei casi di danneggiamento grave e in tali casi occorre prendere in considerazione l'eventualità, ove possibile della demolizione e della ricostruzione.

17.7 ANALISI COSTO-VULNERABILITÀ: RELAZIONE TRA IL COSTO E LA RIDUZIONE DI VULNERABILITÀ' PER IL SINGOLO INTERVENTO E PER LE SEQUENZE DI INTERVENTI

Sono stati individuati 3 gruppi di interventi collegati alla riduzione di vulnerabilità dei principali meccanismi di collasso.

Per ogni gruppo di interventi è stata valutata sia la vulnerabilità che il costo di intervento al netto di ponteggi e altre spese, tra quelli che riescono a ridurre la vulnerabilità dei meccanismi di collasso prendendo in considerazione soltanto gli interventi semplici e di minor costo (interventi di primo livello) differenziati dagli altri interventi, ritenuti più costosi e più invasivi (interventi di II livello finalizzati all'adeguamento sismico).

Nella prima colonna della tabella seguente sono indicati i principali interventi utilizzati nelle Marche e integrati da altri interventi consigliati per il miglioramento sismico degli edifici.

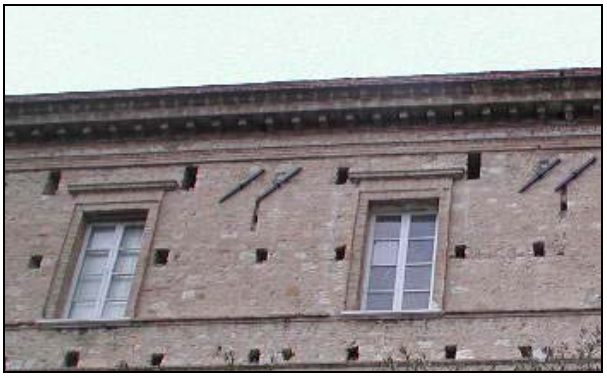
Gli interventi sono raggruppati in 5 categorie:

- Collegamenti di piano
- Consolidamento murature
- Fondazioni
- Copertura
- II livello di consolidamento

Nella seconda colonna è riportato il codice intervento composto dalla sigla in lettere, utilizzata nella scheda SRP (allegato B) per l'individuazione degli interventi eseguiti nei progetti esaminati, oppure da un codice alfa numerico, corrisponde agli interventi aggiuntivi introdotti in questa trattazione in quanto per molti meccanismi sono da ritenersi più efficaci e/o meno invasivi. Nella terza colonna sono riportate le correlazioni ai parametri della scheda di vulnerabilità GNDT che risultano essere migliorati da tali interventi.

Per ogni intervento è stata quindi indicata la frequenza dei parametri della scheda di vulnerabilità interessati dall'intervento e l'efficacia strutturale in termini di riduzione di vulnerabilità dell'edificio graduata da 1 a 3 in base ad analisi numeriche svolte con l'analisi all'equilibrio limite per i singoli meccanismi di collasso o con giudizio esperto.

Il costo virtuale dei singoli interventi è stato ricavato attraverso computi unitari degli interventi, effettuati utilizzando i prezzi in vigore nella regione Marche, rapportati a mq di superficie lorda dell'edificio. In appendice e nel capitolo successivo sono riportate delle schede riferite alle più comuni categorie di intervento, nelle quali sono analizzate le categorie di lavorazioni necessarie alla realizzazione dell'intervento stesso ed il costo unitario, riferito alle unità di misura riportate nelle tabelle.



Collegamenti di piano con paletto esterno

Cordolo in acciaio e legno, consolidamento cupola con FRP

Intervento	Codice intervento	Parametro scheda GNDT II livello	Efficacia strutturale
Collegamenti di piano	**1**	**2**	**3**
Catene singole	ME	P1 – P5	3
Catene binate	MF	P1 – P5	3
Collegamenti del solaio alle pareti	7N	P1 – P5 – P8	3
Irrigidimento leggero di solaio	OG	P1 – P5	3
Rifacimento solai con putrelle e tavelloni	OD	P5	3
Consolidamento murature			
Stilatura sistematica dei giunti	1N	P1 – P2 – P3	2
Cuci e scuci	MB	P2 – P3 – P11	2
Chiusura vuoti (nicchie, canne fumarie, porte, finestre…)	MC	P1 – P3	2
Consolidamento e/o rifacimento architravi	MD	P1	2
Esecuzione di diatoni trasversali in acciaio	3N	P2 – P3	3
Rinzaffo strutturale	MN	P2 – P3	1
Ispessimento muratura	MP	P2 – P3	3
Realizzazione di nuovi muri	MP	P3 – P8	3
Fondazioni			
Interventi in fondazione	MO	P4	2
Realizzazione di micropali di sottofondazione	8N	P4	3
Copertura			
Cordoli di acciaio in copertura	11N	P9	3
Irrigidimento copertura in legno più cordolo	CA	P9	3
Eliminazione della spinta del tetto	CL	P9	3
Rifacimento copertura con putrelle e legno	CF	P9	3
II livello di consolidamento			
Iniezioni di malte compatibili con le murature	MH	P2-P3	3
Applicazione di rete elettrosaldata e betoncino su entrambe le facce delle pareti	ML	P2-P3	1
Cerchiatura esterna di piano con materiali compositi	5N2	P1	2
Consolidamento con materiali compositi	5N1	P2-P3	2
Rifacimento solai in c.a.	OA	P5	3

Tab. 17.8 - Correlazione tra gli interventi e i parametri GNDT, la frequenza degli interventi e l'efficacia

In via preliminare, con un approccio prevalentemente metodologico al problema, sono state poi esaminate 3 sequenze di interventi in base al livello di danno e alla vulnerabilità e per ognuna di esse è stato stimato il costo del singolo intervento e la riduzione di vulnerabilità.

Ogni sequenza comprende interventi che interessano i *collegamenti di piano*, il *consolidamento delle murature e della copertura*.

Esse sono state esaminate per due classi di edifici previste nella scheda GNDT (Classe D e C) che a seguito dell'intervento possono effettuare un salto di una due o tre classi, dei singoli parametri, in base alla efficacia dello stesso intervento.

Per ogni singolo intervento è stata prima valutata la vulnerabilità specifica iniziale e successivamente la vulnerabilità incrementale calcolata introducendo i miglioramenti con l'ordine indicato in tabella.

La diminuzione della vulnerabilità complessiva risulta essere minore della somma delle possibili riduzioni di vulnerabilità dei singoli interventi in quanto alcuni di essi intervengono su più parametri.

Parallelamente alla vulnerabilità incrementale è stato valutato il costo di intervento.

La riduzione di vulnerabilità complessiva e l'aumento del costo sono state diagrammate in modo da evidenziare l'influenza dei singoli interventi e indirizzare la scelta verso soluzioni progettuali più convenienti. Graficamente si può osservare come alcuni interventi, in particolare quelli più costosi, perdono parte della loro efficacia se eseguiti insieme ad interventi semplici di elevata efficacia e basso costo.

Ad esempio l'intervento di consolidamento delle murature con tecniche costose ed invasive (iniezione, fasciatura con FRP, muratura armata attiva) se viene eseguito insieme ad interventi semplici quali la stuccatura profonda, la chiusura di vuoti, il consolidamento degli architravi e l'esecuzione puntuale di tirantini antiespulsivi perde notevolmente di efficacia.

In tabella viene indicato il salto di classe che si ottiene con l'intervento (colonne 4 e 6), il contributo del singolo intervento al miglioramento della vulnerabilità (colonne 8 e 9) e il miglioramento della vulnerabilità incrementale del gruppo di interventi. In tabella le valutazioni di vulnerabilità sono a base 100.

a) Sequenza n. 1

Intervento minimo per un edificio poco danneggiato e di bassa vulnerabilità (Iv < 0,2)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Intervento	**Cod.**	**Par.**	**Classe edificio D salto di classe**	**Vul. intervento classe D**	**Classe edificio C salto di classe**	**Vul. intervento classe C**	**Vul. incr classe D**	**Vul. incr classe C**	**Distr. % Interven.**	**Costo al mq**	**Costo incr. al mq**
Collegamenti di piano											
Catene singole Catene binate	ME MF	P1-P5	da D a B	15.24	da C a B	6.35	15.24	6.35	100	45,77	45,77
Consolidamento murature											
Chiusura vuoti (nicchie, canne fumarie, porte, finestre)	MC	P1-P3	da D a C	7.62	da C a B	7.62	15.24	2.54	10	27,21	72,98
Copertura											
Cordoli di acciaio in copertura	11N	P9	da D a C	3.81	da C a B	5.08	20.32	8.89	30	16	88,98
TOTALE							**20.32**	**8.89**			**88.98**

Tab. 17.9 – Sequenza n. 1 - Intervento minimo per un edificio poco danneggiato e di bassa vulnerabilità (Iv < 0,2)

Gli interventi previsti sono il montaggio di catene singole o binate o in alternativa la esecuzione di collegamenti di piano in profili in acciaio, il consolidamento delle murature mediante la chiusura di nicchie, vuoti, stuccatura profonda e la esecuzione di cordoli di sommità in acciaio.

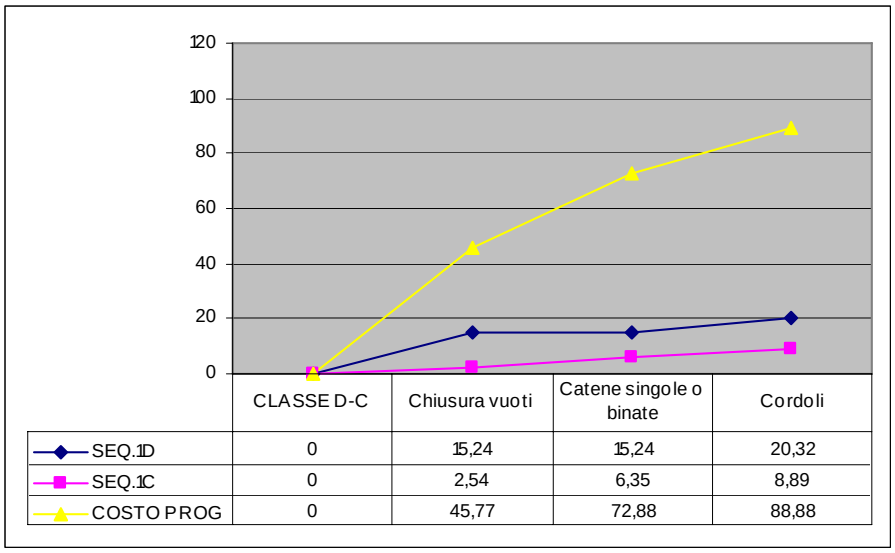


Fig. 17.6 - Sequenza n. 1 – Intervento minimo per un edificio poco danneggiato e di bassa vulnerabilità (Iv < 0,2)

In figura 1 è rappresentata la riduzione di vulnerabilità in base alla sequenza dell'intervento per le due classi C e D e il corrispondente valore del costo di intervento crescente con l'esecuzione degli interventi del gruppo 1. L'asse delle ordinate rappresenta sia il costo dell'intervento che la riduzione di vulnerabilità.

In questo caso il costo massimo di intervento è basso (circa 90 euro al mq.) e la riduzione di vulnerabilità è di circa il 20% per edifici in classe D e di circa il 10% per edifici in classe C.

Questo intervento può essere eseguito in edifici con murature di buona qualità che necessitano soltanto di miglioramenti localizzati atti ad eliminare prevalentemente i meccanismi di primo modo.

b) Sequenza n. 2

Intervento minimo per un edificio poco danneggiato e di media vulnerabilità (Iv > 0,2 e < 0,4)

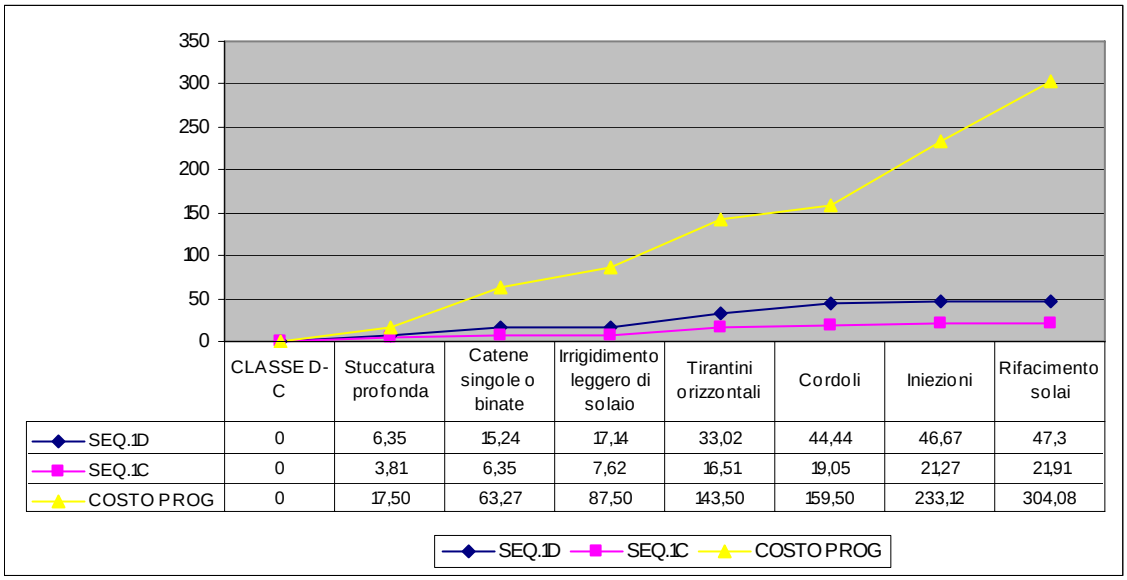
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Intervento	**Cod.**	**Par.**	**Classe edificio D salto di classe**	**Vul. int. classeD**	**Classe edificio C salto di classe**	**Vul Int. classe C**	**Vul. incr. classe D**	**Vul . incr. classe C**	**Distr % int.**	**Costo al mq**	**Costo Incr. al mq**
Stilatura sistematica dei giunti	1N	P1- P2 - P3	da D a C	7.62	da C a B	7.62	6.35	3.81	50	17,5	17,50
Catene singole Catene binate	ME MF	P1- P5	da D a B	15.24	da C a B	6.35	15.24	6.35	100	45,77	63,27
Irrigidimento leggero di solaio	OG	P1- P5	da D a A	5.71	da C a A	3.57	17.14	7.62	50	24,23	87,50
Esecuzione di diatoni trasversali in acciaio	3N	P2 – P3	da D a B	17.78	da C a B	8.89	33.02	16.51	50	56	143,50
Cordoli di acciaio in copertura	11N	P9	da B a A	3.81	da C a B	5.08	44.44	19.05	30	16	159,50
Iniezioni di malte compatibili con le murature	MH	P2 - P3	da D a A	20	da C a A	11.12	46.67	21.27	100	73,62	233,12
Rifacimento solai con putrelle e tavelloni	OD	P5	da D a A	5.71	a C a A	3.57	47.3	21.91	50	70,95	304,07
TOTALE							**47,3**	**21,91**			**304,07**

Tab. 17.10 - Sequenza n. 2 – Intervento minimo per un edificio poco danneggiato e di media vulnerabilità (Iv > 0,2 e Iv < 0,4)

Gli interventi previsti sono gli stessi della prima sequenza con l'aggiunta dell'irrigidimento leggero dei solai, la esecuzione di un numero limitato di tirantini orizzontali (circa 1 per mq.) e la eventuale esecuzione di un intervento di II livello per le murature (iniezione, fasce di FRP o muratura armata attiva).

In alternativa al consolidamento dei solai si può prevedere eventualmente anche il rifacimento degli stessi nei casi in cui gli elementi strutturali sono molto degradati, non sono presenti apparati tecnologici di rilevanza architettonica e il costo è maggiore del consolidamento risulta elevato.

Anche per questo secondo gruppo oltre, agli interventi indicati nella sequenza possono essere eseguiti, con un costo limitato, interventi integrativi quali la chiusura di vuoti e il consolidamento delle piattabande che, comunque, riducono globalmente di pochi punti la vulnerabilità globale ma migliorano la risposta sismica locale in alcuni meccanismi locali.



	CLASSE D-C	Stuccatura profonda	Catene singole o binate	Irrigidimento leggero di solaio	Tirantini orizzontali	Cordoli	Iniezioni	Rifacimento solai
SEQ.1D	0	6,35	15,24	17,14	33,02	44,44	46,67	47,3
SEQ.1C	0	3,81	6,35	7,62	16,51	19,05	21,27	21,91
COSTO PROG	0	17,50	63,27	87,50	143,50	159,50	233,12	304,08

Fig. 17.7 - Sequenza n. 2 – Intervento minimo per un edificio poco danneggiato e di media vulnerabilità (Iv > 0,2 e Iv < 0,4)

In questo secondo caso il costo massimo di intervento è di circa 280 euro al mq e la riduzione di vulnerabilità è di circa il 44% senza gli interventi di II livello e di circa il 47% in presenza di tali interventi con un miglioramento di appena il 3% e un incremento di costo di 144 euro al mq pari a circa il 47% del costo complessivo. In base a tali considerazioni appare evidente che gli interventi di II livello devono essere eseguiti soltanto in quei casi in cui la muratura è scadente e non è possibile migliorarne il comportamento con interventi semplici di basso costo.

Quando ciò è possibile l'intervento base può essere integrato con semplici interventi aggiuntivi di I livello (chiusura di vuoti, consolidamento architravi, stuccatura profonda, montaggio catene, rifacimento intonaco..).

c) Sequenza n. 3

Intervento per edifici danneggiati di media vulnerabilità (Iv > 0,4)

Gli interventi previsti sono gli stessi della seconda sequenza con l'aggiunta della eventuale esecuzione di un intervento di II livello per le murature (iniezione, fasce di FRP o muratura armata attiva) e l'ispessimento e inserimento di alcune pareti murarie.

Anche per la sequenza n. 3 in alternativa al consolidamento dei solai si può prevedere il loro rifacimento negli stessi casi previsti per la sequenza n.2.

Il miglioramento conseguibile in questo caso è pari a circa il 44% tenendo conto che anche in questo caso l'aggiunta dell'intervento comporta un miglioramento di vulnerabilità pari a circa il 3%

Anche per questo terzo gruppo, oltre agli interventi indicati nella sequenza, possono essere eseguiti, con un costo limitato, interventi integrativi quali la chiusura di vuoti e il consolidamento delle

piattabande che comunque riducono di pochi punti la vulnerabilità globale ma apportano un elevato contributo in alcuni meccanismi locali.

La differenza con la seconda sequenza riguarda l'inserimento dei muri e quindi una migliore organizzazione del sistema resistente.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Intervento	**Codice**	**Param.**	**Classe edificio D Salto di classe**	**Vul. Int. classe D**	**Classe edificio C Salto di classe**	**Vul. Int. classe C**	**Vul. incr. classe D**	**Vul. incr. classe C**	**Distr. % Int.**	**Costo al mq**	**Costo incr al mq**
Chiusura vuoti (nicchie, canne fumarie, porte, finestre)	MC	P1 - P3	da D a C	7.62	da C a B	7.62	6.35	3.81	20	17,5	17,50
Catene singole Catene binate	ME MF	P1 - P5	da D a B	15.24	da C a B	6.35	15.24	6.35	100	45,77	63,27
Irrigidimento leggero di solaio	OG	P1-P5	da D a A	5.71	da C a A	3.57	17.14	7.62	50	24,23	87,50
Esecuzione di diatoni trasversali in acciaio	3N	P2 – P3	da D a B	17.78	da C a B	8.89	33.02	16.51	50	56	143,50
Ispessimento muratura	MP	P3 - P8	da D a C	15.24	da C a B	12.7			10	30	159,50
Rifacimento copertura	MH	P2 - P3	da D a A	11.43	da C a A	6.35	44.44	19.05	50	16	233,12
Iniezioni di malte compatibili con le murature	MH	P2 – P3	da D a A	20	da C a A	11.12	46.67	21.27	100	73,62	274,37
Rifacimento solai	OA	P5	da D a A	5.71	da C a A	3.57	47.3	21.91	50	**70,955**	334,08
TOTALE							**47,3**	**21,91**			**334,08**

Tab. 17.11 - Sequenza n. 3 - Intervento per edifici danneggiati di media vulnerabilità (Iv > 0,4)

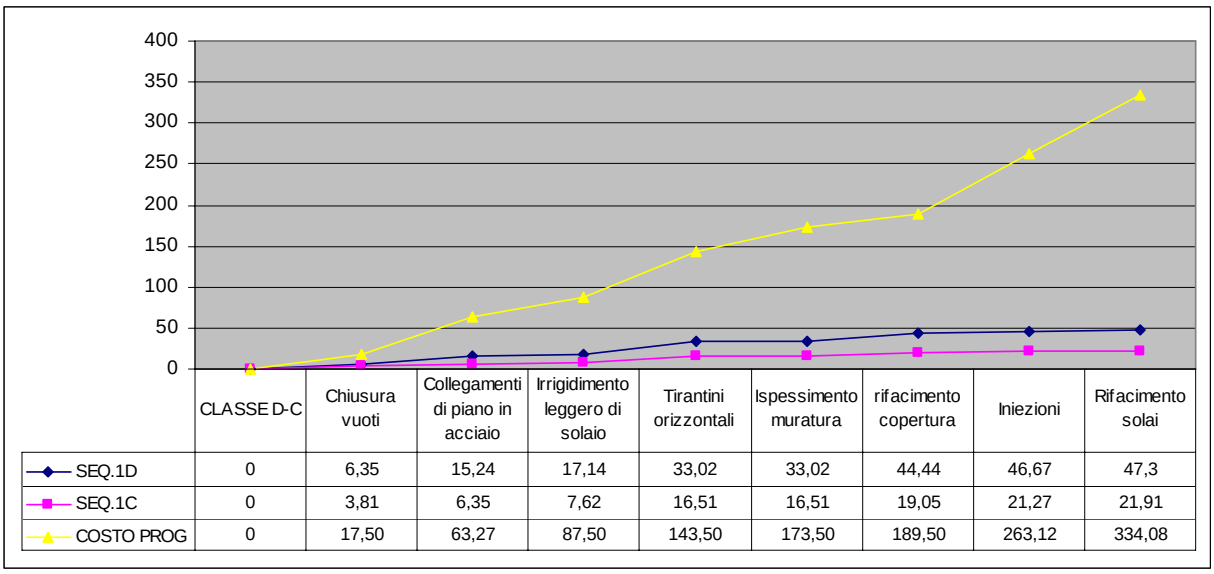


Fig. 17.8 – sequenza n. 3

17.8 LIVELLI D'INTERVENTO PREVISTI DALLE NORMATIVE PER LA RICOSTRUZIONE

I gruppi di interventi proposti sono stati messi in relazione alle logiche di intervento per la ricostruzione post-sisma quali la riattazione leggera, il miglioramento sismico controllato e l'adeguamento sismico (ove possibile).

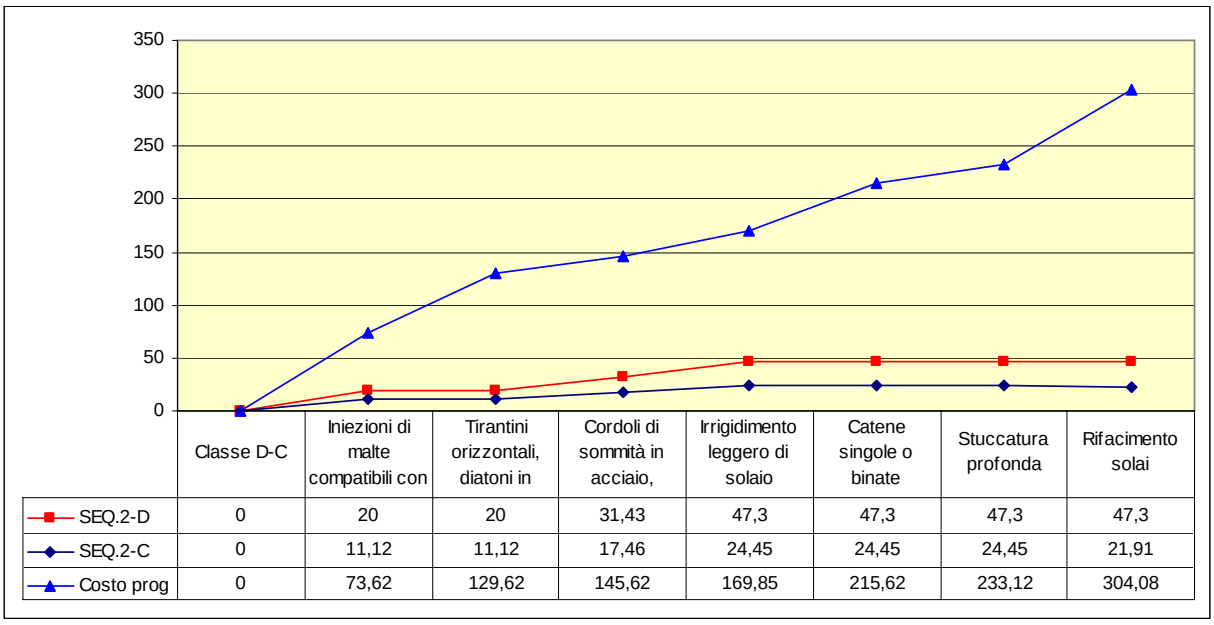
A ciascuno dei livelli di intervento corrisponde un livello di vulnerabilità e un costo di intervento rapportabile alla normativa utilizzata basata su livelli di danno e di vulnerabilità.

Per ogni modalità di intervento, avendo come riferimento un edificio in classe D per tutti i parametri della scheda, è stato calcolato il punteggio che evidenzia la riduzione di vulnerabilità a seguito dell'intervento.

Tipologia dell'intervento post-sisma	Livelli di intervento			Sequenze di intervento		
	Punteggio GNDT	Vul. residua	Riduzione di Vul.	n. 1 Riduzione Vul.	n. 2 Riduzione Vul.	n. 3 Riduzione Vul.
Adeguamento						
Riparazione Miglioramento	87.50	22.22%	77.78%		47%(D) – 21% (C)	47%(D) – 21% (C
Riattazione	148.75	37.78%	62.22%	20%(D) – 9%(C)		
Costo al mq				88 €/mq	304,07 €/mq	334,08 €/mq
Iva 10%				8,8	30,40	33,41
Spese tecniche e generali				19,36	66,89	73,49
TOTALE				**116,16**	**401,36**	**440,98**

Tab. 17.12 – Livelli di intervento

In tabella 17.12 è indicato il punteggio attribuito all'edificio con la scheda di I e II livello GNDT, la vulnerabilità residua e la percentuale di riduzione della vulnerabilità post-intervento. Per ogni sequenza e livello di intervento è stato indicato, inoltre, il passaggio di classe e la riduzione percentuale di vulnerabilità riferita alla classe di vulnerabilità dell'edificio. Ad esempio nel caso della classe D si ottiene una riduzione di vulnerabilità del 47% con le sequenze 2 e 3 utilizzate per l'intervento di miglioramento sismico con riparazione del danno. Dal confronto tra i livelli di intervento e il contributo in termini di riduzione della vulnerabilità delle sequenze esaminate si rileva come sia possibile ottenere un notevole miglioramento a costi contenuti. In particolare la sequenza n. 1 coincide con l'intervento leggero con costi limitati mentre le sequenze 2 e 3 corrispondono ad un miglioramento consistente coincidente con la fase della ricostruzione che ha costi maggiori.



	Classe D-C	Iniezioni di malte compatibili con	Tirantini orizzontali, diatoni in	Cordoli di sommità in acciaio,	Irrigidimento leggero di solaio	Catene singole o binate	Stuccatura profonda	Rifacimento solai
SEQ.2-D	0	20	20	31,43	47,3	47,3	47,3	47,3
SEQ.2-C	0	11,12	11,12	17,46	24,45	24,45	24,45	21,91
Costo prog	0	73,62	129,62	145,62	169,85	215,62	233,12	304,08

Fig. 17.9 - Sequenza n. 2 – Edificio danneggiato di media (Iv > 0,4) – ordine inverso degli interventi

La sequenza 2 è stata esaminata anche invertendo l'ordine di esecuzione degli intervento al fine di individuare una sequenza esecutiva efficace anche sul piano della riduzione della vulnerabilità.

Dalla figura 17.9 si evince come sia più conveniente eseguire per primi gli interventi leggeri e successivamente quelli più pesanti.

Nel caso di edifici a bassa e media vulnerabilità tali interventi sono particolarmente utili in quanto migliorano la risposta strutturale dagli edifici che necessitano di interventi di basso costo, mirati e sufficienti a ridurre quelle vulnerabilità locali che spesso sono la causa dei danneggiamenti maggiori.

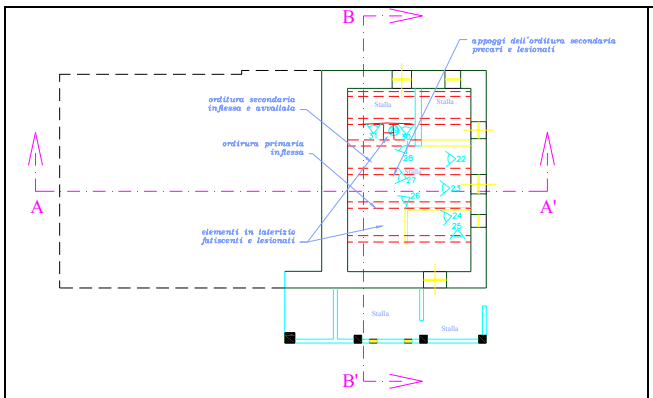
L'analisi effettuata consente di individuare con facilità e in modo automatico gli interventi efficaci e di costo limitato che possono essere eseguiti anche in emergenza per edifici danneggiati gravemente ma che conservano ancora una resistenza residua evitando costose puntellature. In questi casi occorre comunque valutare la possibilità di eseguire interventi già definitivi compatibilmente con la sicurezza degli operatori.

17.9 ESEMPIO DI APPLICAZIONE

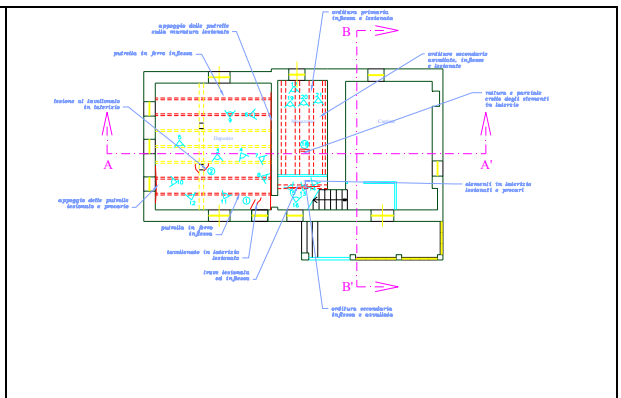
L'analisi costo-vulnerabilità è stata applicata ad un edificio residenziale del Comune di Cessapalombo in provincia di Macerata.

L'edificio è costituito da una struttura in muratura su due livelli oltre un seminterrato e un sottotetto. Le pareti verticali sono in muratura di pietra sbozzata (C) disposta a ricorsi irregolari costituita da due paramenti poco ammorsati tra loro. I solai sono realizzati con travi in ferro e voltine in laterizio mentre la struttura portante della copertura è realizzata con capriate lignee e tavolato senza cordolo perimetrale.

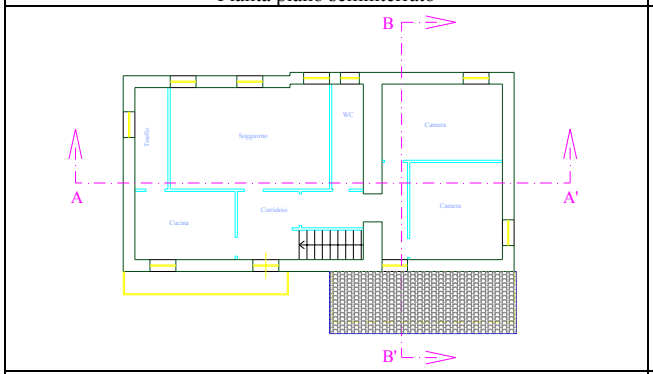
A seguito del terremoto del 1997 per l'edificio in esame si è avuto un danneggiamento diffuso di livello 2 (danno moderato). I meccanismi di danno attivati sono stati di primo modo e corrispondono al ribaltamento globale della parete sud, al ribaltamento parziale della parete nord, con cerniera orizzontale al primo livello in corrispondenza della veranda. Nella analisi per meccanismi di collasso sono stati considerati tutti i meccanismi ritenuti possibili per l'edificio in esame.



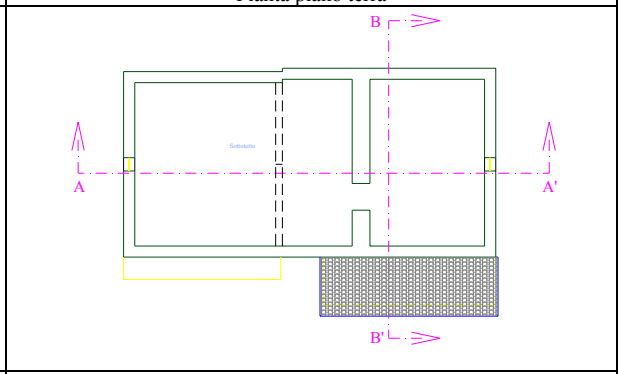
Pianta piano seminterrato



Pianta piano terra



Pianta piano primo



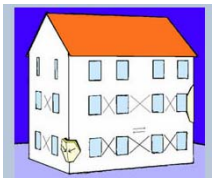
Pianta sottotetto

Fig. 17.10 – Esempio edificio in Cessapalombo (MC) - Rilievo dello stato di fatto

17.9.1 Analisi per meccanismi di collasso

Nelle schede di seguito riportate si descrivono soltanto i meccanismi di possibile attivazione e quelli attivati.

1 - DA TAGLIO NELLA PARETE PER AZIONI NEL PIANO - Peso nella fabbrica_____	
Possibilità di attivazione del meccanismo: Si	Livello di danno EMS 98 Estensione (0-5)
- Meccanismo, da taglio nella parete dovuto ad azioni cicliche nel piano, localizzato, in genere, nei pannelli murari aventi sviluppo da terra (maschi murari); si localizza soprattutto nella parte bassa della costruzione, nei cantonali e nei timpani.	
Attivazione del meccanismo: No	
Modo di danno attuale (A) o pregresso (P)	
- V7 Lesioni ad andamento diagonale che corrono lungo l'intera altezza dell'edificio tendendo verso gli angoli in basso	0
- V10 Lesioni ad andamento diagonale nelle pareti trasversali e/o di spina	0
- H8 Lesioni parallele all'orditura di solai e coperture	0
- H11 Cedimento degli appoggi e/o porzioni di muro a sostegno delle travi di solai e coperture	0
Indicatori di vulnerabilità	Incidenza (0-3)
- Muratura a tessitura disordinata con giunti non sfalsati	2
- Muratura di scadente qualità o di limitato spessore	2
- Malta friabile	3
- Sezione muraria formata da due paramenti accostati e/o a sacco	2
- Aperture non allineate	2
Indicazione degli interventi di miglioramento sismico	Si/No
- 2N – Esecuzione di diatoni trasversali -Miglioramento del collegamento tra i paramenti murari interno ed esterno con la esecuzione di diatoni trasversali in acciaio, pietra, mattoni o c.a.	si
- MC - Chiusura vuoti (eliminazione di discontinuità all'interno della struttura muraria)	
- 5N – Cerchiatura delle aperture	Si
- ML – rete sandwich	
- MH – Iniezioni (Consolidamento della muratura mediante iniezioni di miscele compatibili con la qualità delle pietre e della malta esistente iniettata a bassa pressione)	No
- MN – Rinzaffo strutturale, se compatibile con le caratteristiche della parete	No
- 3N – Aumento della sezione muraria mediante la realizzazione di una parete interna e/o esterna	
- MB – Cuci e scuci con pietre e mattoni per il consolidamento di pareti ammalorate senza alterare localmente le caratteristiche meccaniche della parete	Si
- 4N – Consolidamento delle murature mediante reticolo di materiale composito monodirezionale o bidirezionale	
- MD – Piattabande (Sostituzione degli architravi con travi d'acciaio ben ammorsate)	Si

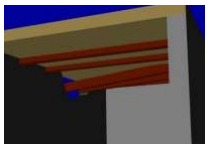


Meccanismo n. 1

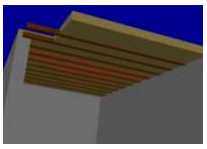
Da taglio nella parete per azioni nel piano.

V7

V10



H8



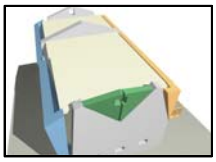
H 11

3 - DA RIBALTAMENTO DELLA INTERA PARETE - Peso nella fabbrica_____	
Possibilità di attivazione del meccanismo: Si	Livello di danno EMS 98 Estensione (0-5)
Attivazione del meccanismo: Si	
Ribaltamento della parete sud con formazione di cerniera al piede	
Modo di danno attuale (A) o pregresso (P)	
- V9 Lesioni ad andamento verticale in corrispondenza di incroci tra muri (cantonali e/o croci di muro)	2
- V10 lesioni ad andamento diagonale nelle pareti trasversali e/o di spina	2
Indicatori di vulnerabilità	Incidenza (0-3)
- Scarsa resistenza a flessione della muratura	2
- Assenza di cordoli di piano	3
- Muri di spina distanti con ammorsamento scadente	3
- Presenza di copertura spingente e/o pesante	2
- Scarso collegamento tra i due paramenti murari	2
- Presenza di strutture spingenti	3
- Assenza di catene in direzione ortogonale alla parete	3
Indicazione degli interventi di miglioramento sismico	Si / No
- MF – Catene binate	
- ME – Catene singole	Si
- OO – Realizzazione cordolo in copertura (Realizzazione cordolo in copertura e ammorsamento alla muratura sottostante)	
- 12N – Collegamento del solaio alle pareti	Si
- 11N – Cuciture incrociate lungo i paramenti verticali (cuciture lungo le intersezioni murarie)	
- 2N - Esecuzione di diatoni trasversali -Miglioramento del collegamento tra i paramenti murari interno ed esterno con la esecuzione di diatoni trasversali …	Si
- CL – Eliminazione della spinta del tetto	
- 8N - Cerchiaggio esterno con nastri in materiale composito	
- MC – Chiusura vuoti (chiusura delle aperture in prossimità del cantonale)	Si
- MA - Sarcitura di lesioni	Si
- Alleggerimento della copertura	No
- Chiusura delle aperture in prossimità del cantonale	Si

Meccanismo n. 3

Da ribaltamento della intera parete.

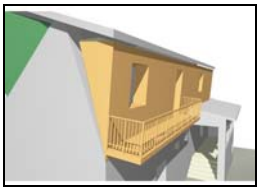
Prospetto sud



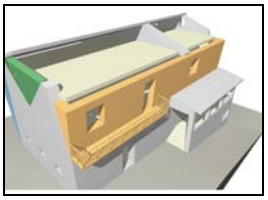
V9

V10

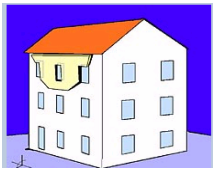
4 - DA RIBALTAMENTO PARZIALE DELLA PARETE - Peso nella fabbrica_____	
Possibilità di attivazione del meccanismo: Si	Livello di danno EMS 98 Estensione (0-5)
Attivazione del meccanismo: Si	
Ribaltamento della parete nord con formazione di cerniera al piano primo	
Modo di danno attuale (A) o pregresso (P)	
- V9 Lesioni ad andamento verticale in corrispondenza di incroci tra muri (cantonali e/o croci di muro)	2
- V10 Lesioni ad andamento diagonale nelle pareti trasversali e/o di spina	2
- V13 Lesioni ad andamento verticale nei parapetti tra le aperture o nelle fasce di piano	2
- V14 Lesioni ad andamento orizzontale in corrispondenza degli orizzontamenti	2
- V21 Fuori piombo/Rotazione incipiente della parete	0
Indicatori di vulnerabilità	Incidenza (0-3)
- Presenza di strutture spingenti	1
- Assenza di catene in direzione ortogonale alla parete	3
- Scarso collegamento tra i due paramenti murari	3
- Assenza di cordoli di piano	3
- Presenza di copertura spingente e/o pesante	1
- Presenza di grandi aperture nelle pareti laterali in vicinanza del cantonale	1
- Muri di spina distanti con ammorsamento scadente	3
Indicazione degli interventi di miglioramento sismico	Si / No
- MF – Catene binate	
- ME – Catene singole	Si
- OO – Realizzazione cordolo in copertura (Realizzazione cordolo in copertura e ammorsamento alla muratura sottostante)	
- 12N – Collegamento del solaio alle pareti	Si
- 11N – Cuciture incrociate lungo i paramenti verticali (cuciture lungo le intersezioni murarie)	
- 2N – Esecuzione di diatoni trasversali -Miglioramento del collegamento tra i paramenti murari interno ed esterno con la esecuzione di diatoni trasversali in acciaio, pietra, mattoni o c.a.	Si
- CL – Eliminazione della spinta del tetto	
- 5N – Cerchiatura delle aperture	
- MC – Chiusura vuoti (eliminazione di discontinuità all'interno della struttura muraria)	
- MA - Sarcitura di lesioni	



Prospetto nord



Prospetto nord



Meccanismo n. 4

Da ribaltamento parziale della parete

V9

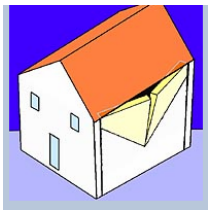
V10

V13

V14

V21

6 - DA ROTTURA A FLESSIONE DELLA PARETE - Peso nella fabbrica_____	
Possibilità di attivazione del meccanismo: Si	Livello di danno EMS 98 Estensione (0-5)
Attivazione del meccanismo: No	
Modo di danno attuale (A) o pregresso (P)	
- V1 Lesioni ad andamento diagonale nei maschi murari	0
- V2 Lesioni ad andamento diagonale localizzate ai soli livelli superiori nei maschi murari	0
Indicatori di vulnerabilità	Incidenza (0-3)
- Muri di spina distanti con ammorsamento scadente	3
- Scarso collegamento tra il paramento murario e la copertura	3
- Assenza di catene in direzione ortogonale alla parete	3
- Scarsa resistenza a flessione della muratura	3
- Assenza di cordoli di piano	3
Indicazione degli interventi di miglioramento sismico	Si / No
- 12N -Miglioramento del collegamento delle travi del solaio di copertura alle pareti	
- OO – Realizzazione cordolo in copertura (Realizzazione cordolo in copertura e ammorsamento alla muratura sottostante)	
- CL – Eliminazione della spinta del tetto	
- ME – Catene singole (disposte nella direzione parallela alla parete)	
- 2N – Esecuzione di diatoni trasversali -Miglioramento del collegamento tra i paramenti murari interno ed esterno con la esecuzione di diatoni trasversali in acciaio, pietra, mattoni o c.a.	Si
- MC – Chiusura vuoti (Eliminazione di discontinuità all'interno della struttura muraria)	
- 4N – Consolidamento delle murature mediante reticolo di materiale composito monodirezionale o bidirezionale	
- MP – Nuova muratura (Aumento della sezione muraria mediante la realizzazione di una parete interna e/o esterna)	
- MH – Iniezioni (Consolidamento della muratura con iniezioni di malta)	Si
- 8N – Cerchiaggio esterno con nastri in materiale composito	Si

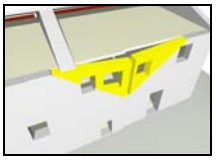


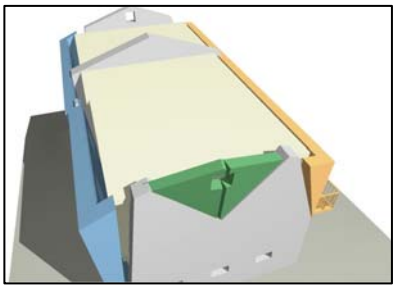
Meccanismo n. 6

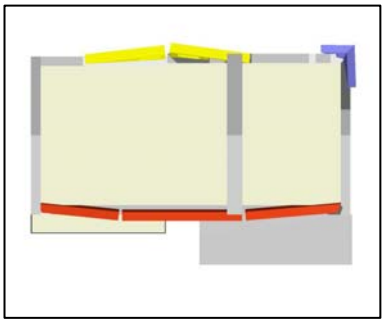
Da rottura a flessione della parete.

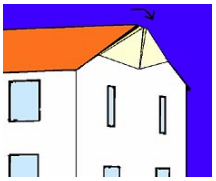
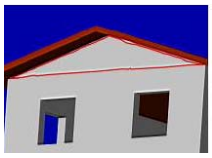
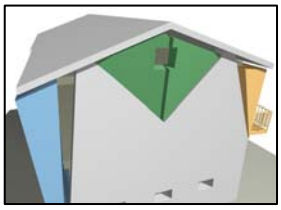
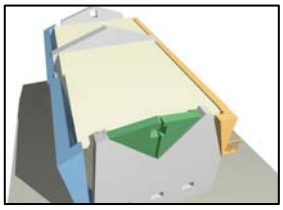
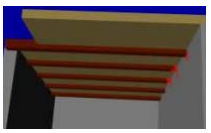
V1

V2

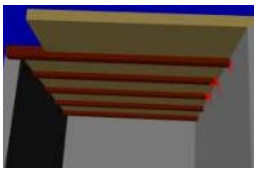




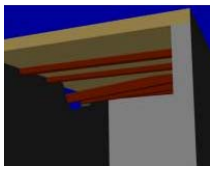


13 - DA RIBALTAMENTO DELLA PARETE DEL TIMPANO - Peso nella fabbrica_____		
Possibilità di attivazione del meccanismo: Si	Livello di danno EMS 98 Estensione (0-5)	
Quando mancano collegamenti adeguati alle pareti ortogonali ed al tetto si manifesta questo meccanismo che è a sua volta agevolato dall'effetto di martellamento ciclico della trave del tetto, soprattutto quando quest'ultima è di notevoli dimensioni.		**Meccanismo n. 13** Da ribaltamento della parete del timpano
Attivazione del meccanismo: No		
Localizzazione e descrizione della parte della struttura interessata dal meccanismo Timpano lato est		
Modo di danno attuale (A) o pregresso (P)		
- V12 Lesioni da distacco sul contorno del timpano del tetto	0	
- V19 Espulsione di materiale in corrispondenza degli appoggi di travi (a livello di piano e/o di copertura) dovuta a martellamento del solaio sulla parete	0	
- H10 Sfilamento degli appoggi delle travi portanti e/o dei travetti secondari di solai e coperture	0	
Indicatori di vulnerabilità	Incidenza (0-3)	
- Presenza di grandi aperture	0	V12
- Assenza di collegamenti puntuali con la copertura (travi-catene) e assenza di controventi di falda	S	
- Presenza di cordoli rigidi, trave di colmo in c.a., copertura pesante in c.a.	3	
Indicazione degli interventi di miglioramento sismico	Si /No	
- CA – Irrigidimento copertura + cordolo		
- CC – Rifacimento copertura in legno + cordolo		
- OO - Realizzazione di cordoli (in copertura)		
- 2N – Esecuzione di diatoni trasversali -Miglioramento del collegamento tra i paramenti murari interno ed esterno con la esecuzione di diatoni trasversali in acciaio, pietra, mattoni o c.a.	Si	
- 9N – Collegamenti delle travi di colmo o di terzere al timpano mediante piastre metalliche opportunamente sagomate;		V19
- MA - Sarcitura di lesioni	No	
- Realizzazione di controventi di falda	Si	
- Realizzazione di un telaio metallico in aderenza al timpano collegato alle strutture di copertura	Si	
 		 H10

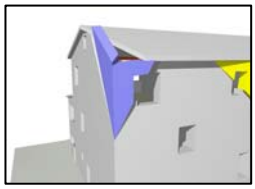
14 - DA RIBALTAMENTO DELLA PARTE ALTA DEL CANTONALE - Peso nella fabbrica_____	
Possibilità di attivazione del meccanismo: Si	Livello di danno EMS 98 Estensione (0-5)
Attivazione del meccanismo: No	
Modo di danno attuale (A) o pregresso (P)	
- V4 Lesioni ad andamento diagonale a separare un angolo in sommità	0
- V6 Lesioni ad andamento diagonale nei parapetti sopra ed attraverso architravi di porte e finestre	0
- V13 Lesioni ad andamento verticale nei parapetti tra le aperture o nelle fasce - di piano	0
- H10 Sfilamento degli appoggi delle travi portanti e/o dei travetti secondari di - solai e coperture	0
- H11 Cedimento degli appoggi e/o porzioni di muro a sostegno delle travi di - solai e coperture	0
Indicatori di vulnerabilità	Incidenza (0-3)
- Ammorsamento scadente tra il prospetto ed i muri di spina	3
- Assenza di catene in direzione trasversale e longitudinale alla parete	3
- Assenza di cordoli di piano	3
- Presenza di aperture in prossimità del cantonale	
Indicazione degli interventi di miglioramento sismico	Si / No
- CL – Eliminazione delle spinte (indotte dalla strutture di copertura)	Si
- MF – Catene binate (Collegamento della parete ai muri ortogonali mediante catene ancorate in facciata e fissate in corrispondenza di un muro portante)	Si
- ME – Catene singole (Collegamento della parete ai muri ortogonali mediante catene ancorate in facciata e fissate in corrispondenza di un muro portante)	Si
- OO – Realizzazione di cordoli	Si
- MC – Chiusura vuoti (delle aperture in prossimità del cantonale)	
- 19N – Cerchiaggio a livello di falda fasce orizzontali di materiale composito	Si
- MG – Perforazioni armate	
- MA – Sarcitura di lesioni	Si

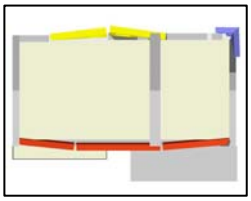


H10



H11





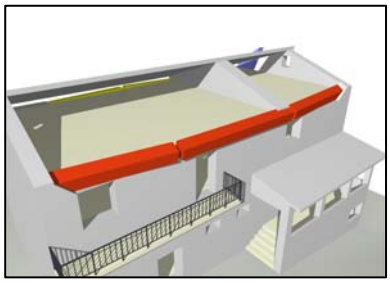
Meccanismo n. 14
Da ribaltamento della parte alta del cantonale

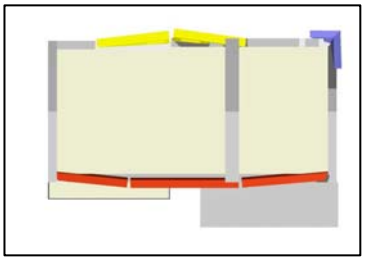
V4

V6

V13

15 - DA RIBALTAMENTO DELLA FASCIA SOTTOTETTO - Peso nella fabbrica_____	
Possibilità di attivazione del meccanismo: Si	Livello di danno EMS 98 Estensione (0-5)
La mancanza di collegamenti adeguati alle pareti ortogonali ed al tetto determina questo effetto di ribaltamento dovuto al martellamento ciclico generato dalle travi della copertura o al martellamento verticale di solai pesanti (in particolare quelli in laterocemento) che oscillano nel piano verticale e che, se non ben vincolati alla muratura di supporto, ne possono determinare la disgregazione.	
Attivazione del meccanismo: Si	
Modo di danno attuale (A) o pregresso (P)	
- V6 Lesioni ad andamento diagonale nei parapetti sopra ed attraverso architravi di porte e finestre	1
- V13 Lesioni ad andamento verticale nei parapetti tra le aperture o nelle fasce - di piano	2
- V19 Espulsione di materiale in corrispondenza degli appoggi di travi (a livello di piano e/o di copertura) dovuta a martellamento del solaio sulla parete	0
- H9 Lesioni ortogonali all'asse delle nervature di solai e coperture	2
- H10 Sfilamento degli appoggi delle travi portanti e/o dei travetti secondari di solai e coperture	2
- H11 Cedimento degli appoggi e/o porzioni di muro a sostegno delle travi disolai e coperture	1
- H12 Lesioni di distacco dai muri	2
Indicatori di vulnerabilità	Incidenza (0-3)
- Muri di spina distanti con ammorsamento scadente	3
- Presenza di copertura spingente e/o pesante	1
- Assenza di catene trasversali	3
- Lunghi campi di muratura con aperture	3
Indicazione degli interventi di miglioramento sismico	Si / No
- CL – Eliminazione delle spinte (indotte dalla strutture di copertura)	Si
- CA – Irrigidimento copertura + cordolo	
- OO - Realizzazione di cordoli (Realizzazione cordolo in copertura e ammorsamento alla muratura sottostante)	
- 2N – Esecuzione di diatoni trasversali -Miglioramento del collegamento tra i paramenti murari interno ed esterno con la esecuzione di diatoni trasversali in acciaio, pietra, mattoni o c.a.	Si
- MC – Chiusura vuoti (delle aperture di sottotetto)	
- 19N – Cerchiaggio a livello di falda fasce orizzontali di materiale composito	Si
- MG – Perforazioni armate	No
- MA – Sarcitura di lesioni	Si





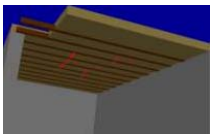
Meccanismo n. 15

Da ribaltamento della fascia sottotetto

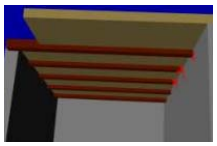
V6

V13

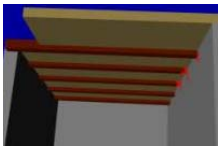
V19



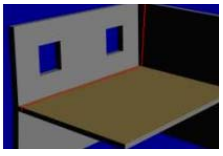
H9



H10



H11



H12

17.9.2 Valutazione della vulnerabilità con la scheda GNDT di II livello

L'edificio in esame appartiene prevalentemente alla classe C come indicato nella tabella successiva con qualità dell'informazione elevata e vulnerabilità complessiva è del 45,90% (Iv = 0,45 di livello medio: compresa tra 0.4 e 0.6).

n.	Parametro	Classi				Classe edificio
		A	B	C	D	
1	Organizzazione del sistema resistente	0	5	20	45	C
2	Qualità del sistema resistente	0	5	25	45	C
3	Resistenza convenzionale	0	5	25	45	C
4	Posizione dell'edificio e tipo di fondazioni	0	5	25	45	B
5	Orizzontamenti	0	5	25	45	C
6	Configurazione planimetrica	0	5	25	45	A
7	Configurazione in elevazione	0	5	25	45	B
8	Distanza massima tra le murature	0	5	15	45	C
9	Copertura	0	15	25	45	C
10	Elementi non strutturali	0	0	25	45	B
11	Stato di fatto	0	5	25	45	B

Tab. 17.13 – dati di input della scheda GNDT

L'edificio è stato esaminato con le sequenze 1, 2 e 3 monitorando la riduzione di vulnerabilità in relazione ai costi; successivamente è stata esaminata la riduzione di vulnerabilità ottenuta con l'intervento di progetto mettendo a confronto le soluzioni.

L'intervento di progetto prevede i seguenti interventi:

- Murature: cuci e scuci e sarcitura lesioni;
- Solai: irrigidimento solai in legno con soletta in c.a.
- Copertura: rifacimento copertura e cordolo.

A seguito di questo intervento la vulnerabilità passa da Iv = 0,45 a Iv = 0,36 con una riduzione di 0.09.

Il costo dell'intervento strutturale è stato stimato in circa 260 euro al mq.

	Edificio esempio	Vulnerabilità iniziale	Riduzione vulnerabilità	Vulnerabilità post - intervento	Classe vulnerabilità	Costo intervento Euro/mq
1	Condizione iniziale	0,45	0	0.45	Media	0
2	Int. virtuale seq. n. 1	0,45	0.15	0.30	Medio bassa	120
3	Int. virtuale seq. n. 2	0,45	0.21	0.24	Medio bassa	410
4	Int. virtuale seq. n. 3	0,45	0.26	0,19	Bassa	450
5	Int. progetto	0,45	0.10	0,35	Medio-bassa	258

Tab. 17.14 – confronto sequenze intervento virtuale e intervento di progetto

In tabella è riportato il confronto tra gli interventi delle 3 sequenze e l'intervento di progetto. Dal confronto si può rilevare come l'intervento relativo alla sequenza 1 consente una riduzione di vulnerabilità di 0.15 con un costo di 120 euro/mq mentre l'intervento di progetto consente una riduzione di vulnerabilità di 0.10 con un costo di 258 euro/mq senza tenere conto del contributo del cuci e scuci inteso come riparazione del danno. Tale differenza è da mettere in relazione al modesto contributo dell'intervento di consolidamento delle murature; occorre inoltre evidenziare che l'intervento eseguito, per quanto riguarda l'esecuzione del cordolo in cemento armato in copertura e l'irrigidimento dei solai in legno con soletta in cemento armato, introduce degli irrigidimenti elevati nella struttura che è preferibile evitare.

18 ANALISI DEI COSTI D'INTERVENTO E RIDUZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA

L. Corazza, A. Mannella, A. Martinelli, A. Petracca

PREMESSA

Nel capitolo precedente è stato analizzato il costo degli interventi di miglioramento sismico previsti nei progetti esaminati ed è stata sviluppata una prima relazione tra la riduzione di vulnerabilità sismica ed i costi degli interventi stessi. Inoltre, per ogni meccanismo di collasso esaminato, sono stati proposti una serie di interventi, in ordine di efficacia decrescente.

In questo capitolo viene descritta una metodologia di analisi finalizzata alla definizione di interventi di prevenzione antisismica che, per edifici residenziali in muratura, permette di stimare la serie di interventi con il miglior rapporto diminuzione di vulnerabilità/costo d'intervento.

Nel caso in cui l'edificio abbia subito un danneggiamento in seguito ad un evento sismico, la serie degli interventi individuati per la riparazione del danno e per la riduzione della vulnerabilità è funzione anche dei meccanismi di collasso locali e globali attivati e della percentuale di danno rilevato.

I principi generali di seguito descritti possono guidare il progettista nella realizzazione di una corretta progettazione degli interventi di miglioramento o di adeguamento sismico di edifici esistenti in muratura. A tal fine, per chiarire meglio la logica seguita, nel paragrafo 18.8 viene illustrata l'applicazione sperimentale su un edificio danneggiato dal sisma che ha colpito le Regioni Umbria e Marche nel 1997. Inoltre la metodologia descritta può essere facilmente automatizzata ed applicata su larga scala in quanto richiede una conoscenza non troppo approfondita delle caratteristiche strutturali e degli eventuali danneggiamenti subiti.

18.1 ELEMENTI DI VALUTAZIONE

Per poter applicare la procedura è richiesta una conoscenza limitata degli elementi strutturali e non strutturali dell'edificio. I dati del rilievo devono comprendere un elenco delle carenze strutturali rilevate ed è necessario conoscere alcune caratteristiche dimensionali dell'edificio:

- superficie coperta di ogni piano
- altezze d'interpiano
- volume fuori terra ed entro terra
- altezza media fuori terra dell'edificio.

Nell'applicazione illustrata nell'esempio le caratteristiche dimensionali sono state acquisite dagli elaborati grafici, mentre le altre informazioni necessarie sono state ricavate dalla scheda STAP-61.

È anche richiesta la valutazione di un indice rappresentativo della vulnerabilità del fabbricato al fine di poter stimare la diminuzione di vulnerabilità ottenuta in seguito agli interventi proposti. A tal fine in questa illustrazione è stato utilizzato l'indice ottenuto compilando la scheda GNDT di 2° livello, in quanto è stato ritenuto sufficientemente attendibile per i fini della procedura ed inoltre i dati della scheda sono di facile reperibilità.

L'altro aspetto da considerare è la stima dei costi di riparazione per la cui determinazione è necessaria:

- la determinazione qualitativa e quantitativa del danno
- i costi unitari per tipologia di intervento.

18.2 DESCRIZIONE DELLA METODOLOGIA

La metodologia proposta consente di trattare due categorie di edifici:

1) gli edifici danneggiati da un evento sismico;
2) gli edifici che non hanno subito eventi sismici e quindi non sono danneggiati, ma per i quali si vuole avere una stima dei costi di intervento per la riduzione della vulnerabilità.

Per la prima classe di edifici viene fornita una stima di massima dei costi di riparazione e miglioramento sismico, tenendo conto solo dei danni effettivamente subiti dall'edificio e degli eventuali meccanismi locali attivati. Ovviamente gli interventi di riparazione del danno raramente sono solo fini a se stessi in quanto comportano sempre anche una componente di miglioramento e quindi di riduzione della vulnerabilità sismica dell'edificio. Nella metodologia applicata è stata quindi distinta la percentuale del costo dell'intervento attribuibile alla sola riparazione del danno da quella attribuibile al miglioramento.

Per la seconda classe di edifici questa metodologia permette di effettuare una selezione sull'insieme degli interventi realizzabili e scegliere quelli che consentono una più elevata riduzione della probabilità di attivazione dei meccanismi locali che potrebbero causare più danni sull'edificio.

Ciò che determina la scelta di un intervento di riparazione piuttosto che un altro è la stima della probabilità che si inneschi uno dei meccanismi descritti nella pubblicazione MEDEA, descritta nel capitolo 2. della parte prima. Tale probabilità viene determinata a partire dall'analisi delle carenze strutturali dell'edificio e dalle caratteristiche del suo sistema resistente. La descrizione dei meccanismi MEDEA presenta delle carenze per i fini del presente lavoro, quindi in una seconda fase verrà sostituita con una descrizione più adeguata.

È possibile trovare una descrizione dei danneggiamenti e dei meccanismi di collasso presenti su MEDEA (Capitolo 2).

Ad alcuni gruppi di carenze strutturali sono associati più meccanismi; in tal caso un'analisi locale più raffinata condotta sui singoli meccanismi può fornire i moltiplicatori α di ogni singolo meccanismo, e quindi può aiutare a decidere per quale livello di intensità sismica si innescano.

L'analisi dei valori dei moltiplicatori α per alcuni dei meccanismi più comuni è stata effettuata nella parte seconda del volume.

L'entità degli interventi necessari alla riparazione del danneggiamento viene stimata in funzione della percentuale di danneggiamento rilevata.

L'estensione degli interventi migliorativi proposti sull'edificio è condizionata dall'analisi di alcuni parametri indicativi della modalità di collasso, a flessione o a taglio, prevalente della struttura. In questa trattazione vengono utilizzati i parametri 1, 5 e 9 della scheda GNDT di 2° livello, anche se in una fase successiva di approfondimento, tali parametri potrebbero essere integrati da altre informazioni che permettano di considerare in maniera più precisa l'efficacia degli interventi proposti nel contrastare l'innesco dei vari meccanismi di collasso.

Nel successivo paragrafo 18.3 è brevemente descritta la procedura di determinazione della modalità di collasso prevalente a partire dall'analisi dei parametri 1, 5 e 9 della scheda GNDT di 2° livello.

Lo schema funzionale della metodologia proposta per gli edifici non danneggiati e per quelli danneggiati è illustrato rispettivamente nelle figure successive:

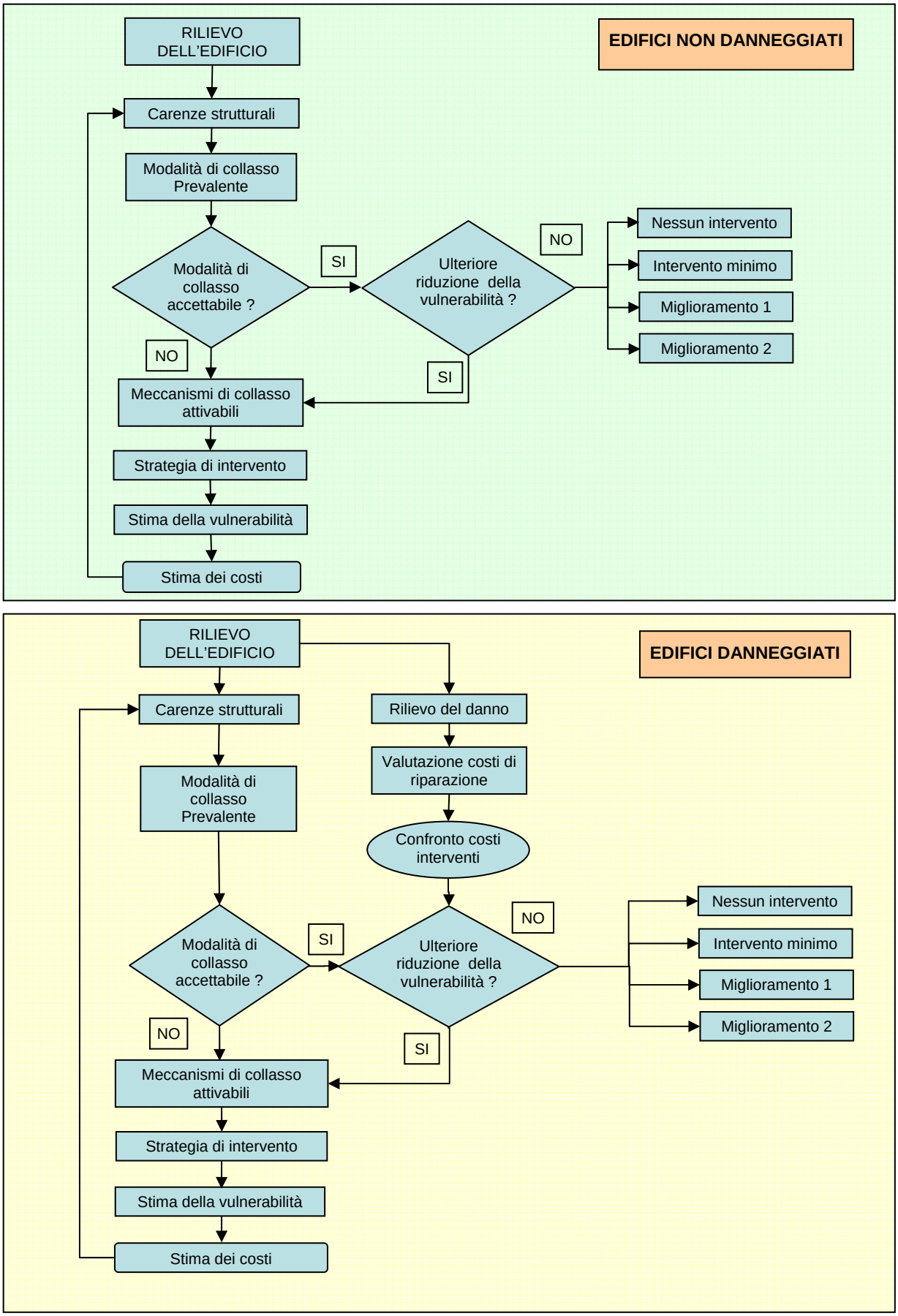


Fig. 18.1- Schema funzionale della procedura per edifici non danneggiati e danneggiati

18.3 MODALITÀ DI COLLASSO PREVALENTE

Gli edifici in muratura possono essere classificati rispetto alla presenza di fattori che favoriscono determinati meccanismi di risposta e di collasso piuttosto che altri.

Le informazioni dei parametri 1, 5 e 9 della scheda di 2° livello GNDT per edifici in muratura consentono di evidenziare questo aspetto del comportamento sismico degli edifici.

Sono detti *meccanismi di primo modo* quelli di tipo flessionale fuori dal piano delle pareti con possibilità quindi di ribaltamento, i quali prevalgono per quegli edifici che non hanno un efficace comportamento scatolare.

Sono invece detti *meccanismi di secondo modo* quelli di tipo tagliante riconducibili al caso di comportamento scatolare, caratterizzato da una buona risposta globale dell'edificio alle azioni sismiche, le quali inducono sollecitazioni prevalentemente di taglio nei maschi murari, con la presumibile esclusione di meccanismi di collasso locali per flessione fuori dal piano. Questo tipo di modalità di collasso si ritiene conseguito con buona probabilità per edifici che presentano un'adeguata densità e una regolare distribuzione delle pareti resistenti secondo due direzioni ortogonali, con efficaci collegamenti tra loro, con orizzontamenti rigidi nel piano e collegati alle pareti e quando siano presenti elementi di contenimento degli spostamenti alla sommità della costruzione e comunque in assenza di azioni di spinta delle strutture di copertura.

Sulla base delle precedenti considerazioni è stata individuata la possibilità di utilizzare i dati di secondo livello per formulare un modello di valutazione della vulnerabilità degli edifici in muratura di carattere meccanicistico.

La procedura messa a punto prevede, pertanto, di attribuire a ciascun edificio in muratura, sulla base dei dati di secondo livello disponibili, la più probabile fra tre modalità di risposta sismica:

- flessionale o di primo modo
- tagliante o di secondo modo
- modalità denominata di terzo modo, nei casi con caratteristiche intermedie.

I parametri di vulnerabilità utilizzati a tale scopo sono i parametri 1, 5 e 9 elencati nella tabella successiva:

- Il parametro 1 dà indicazioni sulla buona organizzazione del sistema murario per densità, sulla buona disposizione ed efficace collegamento delle pareti;
- il parametro 5 valuta l'efficacia dei solai come elementi di collegamento e di ripartizione delle sollecitazioni tra le pareti;
- il parametro 9 valuta il ruolo del sistema delle coperture nel contenimento delle azioni (spinta e peso) e degli spostamenti (cordoli, catene) alla sommità della costruzione.

I criteri di attribuzione del meccanismo probabile si basano sulla combinazione delle classi di vulnerabilità (A, B, C, D) assegnate nel rilevamento di 2° livello ai suddetti tre parametri. La compresenza per essi di classi di vulnerabilità bassa (A o B prevalentemente e C in alcuni casi) porta a individuare gruppi di edifici con comportamento più o meno marcatamente prossimo a quello di tipo tagliante; al contrario, la presenza di classi a vulnerabilità alta (D e C in alcuni casi) definisce gruppi suscettibili di comportamento flessionale, con probabili meccanismi di ribaltamento.

La tabella sottostante sintetizza tali criteri elencando le corrispondenze tra modalità di collasso e combinazioni delle classi di vulnerabilità dei tre parametri considerati.

Per ognuna delle tre modalità di collasso precedentemente indicate (flessionale, tagliante, intermedia) sono definite delle sotto-modalità corrispondenti alle varie combinazioni delle classi di vulnerabilità dei tre parametri. Esse vengono considerate esplicitamente nelle analisi seguenti ed è da tener presente che la numerazione assegnata è costituita dalla prima cifra che identifica una delle tre modalità principali sopra descritte e dalla seconda che, in ordine crescente, è indicativa del grado di scostamento della modalità probabile dell'edificio rispetto a quella principale identificata.

<table>
<tr><th>Parametro di 2° livello</th><th>Denominazione</th><th>Indicazioni fornite</th><th>Elementi di valutazione per l'attribuzione della classe di vulnerabilità (A, B, C, D) al parametro</th></tr>
<tr><td>1</td><td>Tipo ed organizzazione del sistema resistente</td><td>Strutturazione del sistema delle pareti resistenti: secondo normative antisismiche, buon collegamento tra pareti ortogonali, presenza di cordoli e catene</td><td>
<table>
<tr><th colspan="2">VALUTAZIONE DEL PARAMETRO 1</th></tr>
<tr><th>Campo 33</th><th>Classe V.</th></tr>
<tr><td>Norme nuove costruzioni</td><td>A</td></tr>
<tr><td>Norme riparazioni</td><td>A</td></tr>
<tr><td>Cordoli e catene a tutti i livelli</td><td>B</td></tr>
<tr><td>Buoni ammorsam. tra muri</td><td>C</td></tr>
<tr><td>Senza cordoli e cattivi ammors. tra muri</td><td>D</td></tr>
</table>
</td></tr>
<tr><td>5</td><td>Orizzontamenti</td><td>Caratteristiche di rigidezza nel piano dei solai e del loro collegamento con le pareti; presenza di piani sfalsati.</td><td>
<table>
<tr><th colspan="3">VALUTAZIONE DEL PARAMETRO 5</th></tr>
<tr><th>Campo 63</th><th>Campo 62
PIANI SFALSATI</th><th>Classe V.</th></tr>
<tr><td rowspan="2">1
Rigidi e ben collegati</td><td>2 (no)</td><td>A</td></tr>
<tr><td>1 (si)</td><td>B</td></tr>
<tr><td rowspan="2">2
Deform. e ben collegati</td><td>2 (no)</td><td>C</td></tr>
<tr><td>1 (si)</td><td>C</td></tr>
<tr><td rowspan="2">3
Rigidi e mal collegati</td><td>2 (no)</td><td>D</td></tr>
<tr><td>1 (si)</td><td>D</td></tr>
<tr><td rowspan="2">4
Deform. e mal collegati</td><td>2 (no)</td><td>D</td></tr>
<tr><td>1 (si)</td><td>D</td></tr>
</table>
</td></tr>
<tr><td>9</td><td>Copertura</td><td>Grado di spinta sulle pareti, presenza di cordoli e/o catene.</td><td>
<table>
<tr><th colspan="4">VALUTAZIONE DEL PARAMETRO 9</th></tr>
<tr><th>Colonna 84
SPINTA</th><th>Colonna 85
CORDOLI</th><th>Colonna 86
CATENE</th><th>CLASSE</th></tr>
<tr><td>0 (non sping.)</td><td>1 (si)</td><td>1 (si) - 2 (no)</td><td>A</td></tr>
<tr><td>0 (non sping.)</td><td>1 (si) - 2 (no)</td><td>1 (si)</td><td>A</td></tr>
<tr><td>0 (non sping.)</td><td>2 (no)</td><td>2 (no)</td><td>B</td></tr>
<tr><td>1 (poco sping.)</td><td>1 (si)</td><td>1 (si) - 2 (no)</td><td>B</td></tr>
<tr><td>1 (poco sping.)</td><td>1 (si) - 2 (no)</td><td>1 (si)</td><td>B</td></tr>
<tr><td>1 (poco sping.)</td><td>2 (no)</td><td>2 (no)</td><td>C</td></tr>
<tr><td>2 (spingente)</td><td>1 (si)</td><td>1 (si) - 2 (no)</td><td>C</td></tr>
<tr><td>2 (spingente)</td><td>1 (si) - 2 (no)</td><td>1 (si)</td><td>C</td></tr>
<tr><td>2 (spingente)</td><td>2 (no)</td><td>2 (no)</td><td>D</td></tr>
</table>
</td></tr>
</table>

Tab. 18.1 – Parametri utilizzati per l'attribuzione della modalità di collasso prevalente

MODALITÀ		PARAM 1				PARAM 5				PARAM 9				DESCRIZIONE
		A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	
1	1-1				■	■	■			■	■			PREVALENTEMENTE FLESSIONALE
	1-2	■	■					■	■			■	■	
	1-3				■	■	■					■	■	
	1-4				■			■		■	■			
	1-5			■	■				■	■	■			
	1-6			■	■			■	■			■	■	
2	2-1	■	■			■	■			■	■			PREVALENTEMENTE TAGLIANTE
	2-2	■	■			■	■					■		
	2-3			■		■	■			■	■			
	2-4	■	■					■		■	■			
	2-5			■				■		■	■			
3	3-1	■	■			■	■						■	MISTA TAGLIANTE FLESSIONALE

Tab. 18.2 – Modalità di collasso prevalente

18.4 CORRELAZIONE TRA I MECCANISMI ATTIVABILI, I POSSIBILI INTERVENTI E I COSTI ATTESI

Al fine di individuare il miglior insieme di interventi da realizzare è stata creata una correlazione tra i meccanismi attivabili sull'edificio e gli interventi che è possibile mettere in atto per contrastarli.

Nell'allegato F sono riportate delle schede di diagnosi riepilogative che, per i meccanismi di collasso principali, forniscono una breve descrizione dello stesso, l'elenco dei danni ad esso associati, i presidi antisismici che ne prevengono l'innesco, le vulnerabilità che ne favoriscono l'attivazione ed un elenco degli interventi di miglioramento sismico consigliati. Tali interventi sono elencati in ordine di priorità: in alto si trovano gli interventi più efficaci e meno invasivi e in basso gli interventi più invasivi, generalmente più costosi, che potrebbero risultare addirittura dannosi per l'organismo strutturale.

Sono state inoltre sviluppate delle schede dettagliate, riportate nell'allegato G, nelle quali sono illustrati alcuni tra gli interventi più frequenti utilizzati nella riduzione della vulnerabilità e nella riparazione del danno post-sisma. Per ogni categoria d'intervento è riportata una descrizione dettagliata delle principali voci che la compongono ed una valutazione dei costi da sostenere per realizzare l'intervento stesso. Il costo finale, ricondotto all'unità di misura considerata, è comprensivo di tutte le categorie di lavoro necessarie a portare a compimento l'intervento dal punto di vista strettamente strutturale; gli eventuali lavori di rifinitura sono da contabilizzare a parte.

In generale i prezzi riportati sono quelli del prezzario della Regione Marche dell'anno 2000. Per alcuni interventi proposti in questa trattazione, non è stato possibile reperire sul prezzario suddetto tutte le voci, per cui sono state utilizzate voci e costi di altri prezzari sempre dell'anno 2000.

Ovviamente ogni intervento può essere eseguito con lavorazioni diverse, dipendenti dalle scelte tecniche ed economiche operate dal progettista e dalla particolare ed unica situazione nella quale si trova ogni edificio, pertanto i costi indicati nelle schede dell'allegato H sono comunque da ritenersi come costi medi, suscettibili di una certa variabilità.

Nella tabella sottostante sono riportate le categorie di intervento principalmente utilizzate nell'Umbria e nelle Marche nella ricostruzione successiva al sisma del 1997. È indicata una sommaria descrizione dell'intervento, il codice identificativo, l'unità di misura utilizzata per la determinazione dei costi d'intervento, il prezzo, riferito al prezzario ufficiale della Regione Marche dell'anno 2000 e, nel caso in cui sia possibile realizzare l'intervento con alcune varianti, una sintetica descrizione delle stesse con i rispettivi costi.

Nella tabella successiva sono invece elencate altre voci di intervento ritenute in alcuni casi più efficaci e/o meno invasive.

Descrizione Intervento	Codice	Unità di misura	Prezzo	Variazioni delle categorie
Irrigidimento copertura in legno + cordolo	CA	mq	€ 128,26	Con consolidamento
			€ 114,31	Con doppio tavolato
Rifacimento copertura in legno	CB	mq	€ 179,48	
Rifacimento copertura in legno + cordolo	CC	mq	€ 200,08	
Rifacimento copertura in c.a.	CD	mq	€ 170,09	Solaio gettato in opera
			€ 166,84	Solaio con travetti precompressi
Rifacimento copertura in putrelle + legno	CF	mq	€ 199,92	
Rifacimento copertura in legno lamellare + cordolo	CH	mq	€ 198,29	
Eliminazione della spinta del tetto	CL	mc	€ 105,22	Con cordolo
			€ 75,71	Con catene
Rifacimento copertura in putrelle + cordolo	CM	mc	€ 184,31	Demolizione di solaio in legno
			€ 189,33	Demolizione di solaio in laterizio
Sarcitura di lesioni	MA	mq	€ 21,38	
Intervento di Cuci e scuci	MB	mq	€ 239,12	

Descrizione Intervento	Codice	Unità di misura	Prezzo	Variazioni delle categorie
Chiusura dei vuoti	MC	mc	€ 279,51	Muratura di mattoni pieni
			€ 190,88	Muratura di pietrame calcareo
			€ 204,51	Muratura di blocchi termici
Piattabande	MD	mq	€ 329,70	Architrave in c.a. prefabbricato
			€ 436,60	Architrave in putrelle di ferro
			€ 356,45	Architrave in c.a. ordinario
Catene singole	ME	ml di parete	€ 20,66	A vista
			€ 33,57	Sotto traccia
Catene binate	MF	ml di parete	€ 41,32	A vista
			€ 67,14	Sotto traccia
Perforazioni armate	MG	mq di parete	€ 75,33	A mq di parete consolidata
Consolidamento di strutture murarie mediante iniezioni	MH	mq di parete	€ 58,82	Spessore minore di 50 cm
			€ 73,80	Spessore tra 50 e 70 cm
			€ 91,41	Spessore tra 70 e 100 cm
Rete su una parete	MI	mq di parete	€ 49,06	A mq di parete consolidata
Rete sandwich	ML	mq di parete	€ 85,22	A mq di parete consolidata
Demolizione e rifacimento murature	MM	mc	€ 435,38	Muratura di mattoni pieni
		mc	€ 303,68	Muratura di pietrame calcareo
		mc	€ 316,07	Muratura di mattoni termici
Rinzaffo strutturale	MN	mq	€ 16,06	A mq di parete consolidata
Interventi in fondazione	MO	ml	€ 185,17	A ml di parete sottofondata
Nuova muratura	MP	mc	€ 305,23	Muratura di mattoni pieni
		mc	€ 173,53	Muratura di pietrame calcareo
		mc	€ 185,92	Muratura di mattoni termici
Sostituzione solai in legno con c.a.	OA	mq	€ 87,64	Solaio in c.a. fino a 5 mt di luce
		mq	€ 90,27	Solaio in c.a. da 5 a 5,5 mt di luce
		mq	€ 96,78	Solaio in c.a. da 5,5 a 6,0 mt di luce
Sostituzione solai in putrelle con solaio in c.a.	OB	mq	€ 98,68	Solaio in c.a. fino a 5 mt di luce
		mq	€ 98,31	Solaio in c.a. da 5 a 5,5 mt di luce
		mq	€ 104,82	Solaio in c.a. da 5,5 a 6,0 mt di luce
Sostituzione solai in legno con solaio in putrelle e tavelloni	OD	mq	€ 108,38	Con cordolo
			€ 101,19	Con catene
Rifacimento solai in legno	OF	mq	€ 201,52	Con cordolo
			€ 194,33	Con catene
Irrigidimento solai piani	OG	mq	€ 35,33	Solai in legno
			€ 21,38	Solai in putrelle
Consolidamento solai piani	OH	mq	€ 65,02	In legno con cordolo
			€ 57,83	In legno con catene
			€ 53,76	In putrelle con cordolo
			€ 46,57	In putrelle con catene
Consolidamento volte con rete all'estradosso	OI	mq	€ 115,51	
Rifacimento solaio in c.a.	ON	mq	€ 98,48	Solaio in c.a. fino a 5 mt di luce
			€ 101,11	Solaio in c.a. da 5 a 5,5 mt di luce

Descrizione Intervento	Codice	Unità di misura	Prezzo	Variazioni delle categorie
			€ 107,62	Solaio in c.a. da 5,5 a 6,0 mt di luce
Realizzazione cordolo in c.a. in copertura	OO	mq di solaio	€ 29,69	
Sostituzione solaio in putrelle con legno	OP	mq	€ 209,56	Con cordolo
			€ 202,37	Con catene
Sostituzione volta con solaio in legno	OQ	mq	€ 276,97	Con cordolo
			€ 269,78	Con catene
Irrigidimento scale	SA	mq	€ 35,33	scala originale in legno
			€ 21,38	scala originale in ferro
			€ 85,53	scala originale a volte
Sostituzione scala con soletta in c.a.	SD	mq	€ 117,13	scala originale in legno
			€ 122,15	scala originale in ferro
			€ 134,01	scala originale a volte
Sostituzione scala con struttura metallica	SF	mq	€ 95,19	scala originale in legno
			€ 100,21	scala originale in ferro
			€ 112,07	scala originale a volte
Sostituzione scala con struttura in legno	SG	mq	€ 192,61	scala originale in legno
			€ 197,63	scala originale in ferro
			€ 209,49	scala originale a volte

Tab. 18.3 Voci di intervento utilizzate nella fase di ricostruzione operata nelle Marche

Descrizione Intervento	Codice	Unità di misura	Prezzo	Variazioni delle categorie
Stilatura sistematica dei giunti	1N	mq	€ 34,35	
Esecuzione di diatoni trasversali in calcestruzzo	2N	mq	€ 194,46	
Esecuzione di diatoni trasversali in acciaio	3N	mq	€ 120,40	2 fori/mq di parete
			€ 180,60	3 fori/mq di parete
Aumento della sezione muraria	4N	mq	€ 250,79	
Consolidamento con materiali compositi	5N1	mq	€ 210,42	
Cerchiatura esterna di piano con materiali compositi	5N2	m	€ 52,60	
Collegamento delle travi di colmo al timpano	6N	mq di timpano	€ 732,49	
Collegamento del solaio alle pareti	7N	mq	€ 115,03	
Realizzazione di micropali di sottofondazione	8N	mq	€ 1414,61	
Cerchiatura di aperture con profilati in acciaio	9N	mq di apertura	€ 667,64	
Cordolo in c.a. in copertura	10N	mq di solaio	€ 20,60	Solo realizzazione cordolo
			€ 74,50	Cordolo + ancoraggi muratura
Cordolo di acciaio in copertura	11N	-	-	
Cordolo in muratura armata in copertura	12N	-	-	
Cuciture incrociate lungo i paramenti verticali	13N	-	-	
Consolidamento del terreno	14N	-	-	

Tab. 18.4 - Ulteriori voci di intervento

Nella tabella seguente viene riassunta l'associazione tra i singoli meccanismi e gli interventi di miglioramento che possono essere ipotizzati per contrastare la loro attivazione.

Ad ogni intervento è stato associato un livello, basso, medio oppure alto, a seconda della sua efficacia; la loro realizzazione, come detto, riduce la probabilità di innesco dei meccanismi e quindi, indirettamente, anche la vulnerabilità dell'edificio.

La colorazione dell'intervento nella tabella è indicativa del suo costo di realizzazione: in verde gli interventi meno costosi, in giallo quelli con costo intermedio e in arancio quelli di costo più elevato

Meccanismo	**Efficacia**	**Interventi selezionati**										
M1	Basso											
	Medio	MN	MC	5N	MH	MB						
	Alto	ML	2N	ML	4N	1N						
M2	Basso											
	Medio	MN	MC	5N	MH	MB						
	Alto	ML	2N	4N	1N	9N						
M3	Basso	MA	MC	2N								
	Medio											
	Alto	ME	MF	10N	7N	13N	8N	CL	OF[1]	OH[1]	OQ[1]	OD[1]
M4	Basso	MA	MC	2N								
	Medio	9N										
	Alto	ME	MF	10N	7N	13N	8N	CL	OF[1]	OH[1]	OQ[1]	OD[1]
M5	Basso	13N	MH									
	Medio	MP	4N	2N								
	Alto	MF	ME	7N	MG	OH[1]	OD[1]					
M6	Basso	MC	MH									
	Medio	2N	4N	MP								
	Alto	7N	10N	CL	ME	8N						
M7	Basso											
	Medio	8N	MB									
	Alto	OO										
M8	Basso											
	Medio											
	Alto	8N	MO	14N								
M9	Basso	MH										
	Medio											
	Alto	17N	18N									
M10	Basso											
	Medio	MF	ME									
	Alto	12N	CA	OF[1]	OH[1]	OQ[1]	OD[1]	7N				
M11	Basso	MH	MB									
	Medio	MA	1N									
	Alto	MD	9N									
M12	Basso											
	Medio	1N										
	Alto	MA	MH	2N	MC							
M13	Basso	MA										
	Medio	2N	3N									
	Alto	CA	CC	6N	10N							
M14	Basso	MC	MA	9N								
	Medio	MG										
	Alto	CL	MF	ME	10N	5N2						
M15	Basso	MC	MA									
	Medio	2N	MG									
	Alto	CL	CA	10N	5N2							
M16	Basso	MA	MG									
	Medio	OI	5N1									
	Alto	ME										

Il collegamento dei solai intermedi alla muratura tramite cordoli è sempre sconsigliato, è preferibile inserire delle catene oppure realizzare delle cerchiature in acciaio o in materiali compositi.

Tab. 18.5 – Associazione tra i meccanismi di collasso attivabili e gli interventi volti a contrastarli

La tabella precedente va associata, naturalmente, alle schede di diagnosi descritte ad inizio paragrafo e riportate nell'allegato G al volume, nelle quali, per ognuno dei meccanismi di collasso considerati, sono indicati in ordine di efficacia, gli interventi che è possibile realizzare per contrastarlo.

Nelle stesse schede sono anche indicate le principali vulnerabilità e i presidi antisismici associabili all'attivazione del meccanismo illustrato.

La scelta degli interventi da attuare sull'edificio viene effettuata a partire dall'analisi della tabella precedente, considerando l'efficacia degli interventi stessi nel contrastare i singoli meccanismi, il costo e la possibilità di contrastare più meccanismi con lo stesso intervento.

Viene anche considerata l'invasività dell'intervento e, nel caso in cui l'edificio sia danneggiato, la possibilità di riparare eventuali danni con l'esecuzione dell'intervento. I criteri di scelta sono quindi codificati in modo da massimizzare il rapporto diminuzione di vulnerabilità/costo d'intervento, e sono sempre indirizzati a ricondurre l'edificio, per quanto possibile, ad una modalità di collasso prevalente di tipo tagliante. L'estensione di alcuni interventi è difficilmente quantificabile con i dati di un'analisi speditiva dell'edificio, perciò è stato deciso di legare tale estensione alla volumetria dell'edificio e all'indice di vulnerabilità GNDT iniziale. Tra gli interventi che rientrano in quest'ultima categoria è da segnalare quello di chiusura dei vuoti che ricorre piuttosto spesso negli edifici in muratura con vulnerabilità piuttosto elevata ed ha un'efficacia più o meno elevata nel contrastare l'attivazione di molti meccanismi di collasso locali.

18.5 CORRELAZIONE TRA LE CARENZE STRUTTURALI E I MECCANISMI ATTIVABILI

Nel Capitolo 6, in seguito all'analisi del database delle schede STAP (le schede utilizzate nella ricostruzione post-sisma dalla Regione Marche), sono state proposte delle correlazioni tra i meccanismi di collasso locali attivati su sugli edifici esaminati e le carenze strutturali presenti.

La tabella seguente riassume l'insieme delle correlazioni accertate e può essere di aiuto nell'individuare i meccanismi locali di collasso attivabili su un edificio a partire dalle carenze strutturali rilevate nel caso in cui non venga effettuata un'analisi numerica per la determinazione dei moltiplicatori di collasso dei vari meccanismi.

Ad esempio, se si considera il meccanismo di ribaltamento globale della parete M3, per la sua attivazione devono riscontrarsi carenze di collegamenti tra i solai e le pareti ortogonali. La presenza di orizzontamenti spingenti non è determinante ma può favorire l'instaurarsi di tale meccanismo. Come illustrato nel successivo paragrafo 18.8 l'individuazione dei meccanismi di collasso attivabili, o attivati, nel caso di edificio già danneggiato, è molto importante ai fini della determinazione del miglior pacchetto di interventi da realizzare sull'edificio.

CARENZE STRUTTURALI	MECCANISMI ATTIVABILI															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Orizzontamenti deformabili	NO	NO					NO									SI
Orizzontamenti mal collegati alle strutture verticali	NO	NO	SI	SI	NO	SI	NO			SI			SI	SI	SI	
Coperture spingenti		NO	SI*	SI*		SI*				SI*				SI*	SI*	
Cedimenti terreno								SI								
Edificio non rispettante la normativa sismica	NO	NO	SI	SI				SI*	SI	SI*	SI*	SI*		SI		
Edificio senza cordoli o catene	NO	NO	SI	SI	NO	SI*				SI*					SI	SI
Carenza di resistenza nei maschi murari					SI		SI			SI	SI	SI				
Carenza di collegamenti fra gli elementi strutturali	NO	NO	SI	NO	SI	NO	NO							SI		
Presenza di spinte non contrastate			SI*	SI*		SI*				SI*			SI	SI*	SI*	SI
Deformabilità dei diaframmi (anche dovuta a piani sfalsati)	NO						NO		SI							
Cattiva distribuzione degli elementi resistenti	NO								SI							
Carenza di collegamenti negli elementi non strutturali												SI				
CSG 0: Nessuna carenza strutturale grave																
CSG 1: Carenza di resistenza della muratura: cattiva qualità materiali, mancanza collegamenti, muri in forati			SI*	SI*	SI*	SI*					SI	SI				
CSG 2: Murature in falso sui solai																
CSG 3: Irregolarità in pianta di forte entità									SI*							
CSG 4: Irregolarita in elevazione di forte entità									SI*							
CSG 5: Copertura con orditura principale priva di collegamento trasversale			SI*	SI*		SI*				SI			SI*	SI*	SI*	

Tab. 18.6 - Relazioni tra carenze strutturali e meccanismi attivabili

Legenda:

Voce	Descrizione
Si	è necessario che la carenza sia presente affinché si attivi il meccanismo
No	di norma il meccanismo si innesca se la carenza non è presente
Si*	la presenza della carenza non è fondamentale per l'attivazione del meccanismo, ma può favorirla

18.6 DETERMINAZIONE DEL COSTO DEGLI INTERVENTI DI RIPARAZIONE DEL SOLO DANNO

La stima del solo costo di riparazione del danno viene espressa in funzione del costo di realizzazione di un edificio nuovo residenziale in muratura.

Il danneggiamento dell'edificio, considerando solo il danno alle strutture verticali e orizzontali, è valutato su quattro livelli (0 = nessun danno; 1 = danno basso; 2 = danno medio-grave; 3 = danno gravissimo-crollo) in funzione del costo di riparazione.

L'incidenza ipotizzata sul costo totale viene suddivisa tra strutture verticali ed orizzontali secondo le percentuali riportate nella tabella sottostante:

STRUTTURA	PERCENTUALE
Strutture orizzontali	30%
Strutture verticali	70%

Tab. 18.7 – Suddivisione del costo di riparazione del danno

Il costo di riparazione è funzione del livello di danneggiamento globale dell'edificio.

Per ogni piano e per ogni livello dell'edificio viene stimata, durante il rilievo, la percentuale di danneggiamento. Il danno globale è ovviamente funzione del danneggiamento presente ai singoli piani.

Al danno di livello 3 viene attribuito un costo di riparazione pari al costo di realizzazione del nuovo. Ai danni di livello inferiore viene attribuito un costo di riparazione pari ad una percentuale del costo del nuovo. Le percentuali adottate sono indicate nella tabella sottostante.

LIVELLO DI DANNEGGIAMENTO	PERCENTUALE
0 = nessun danno	0 %
1 = danno basso	30%
2 = danno medio-grave	60%
3 = danno gravissimo-crollo	100%

Tab. 18.8 – Costo attribuito per livello di danno

18.7 SCELTA DEL PACCHETTO DI INTERVENTI DA REALIZZARE

La metodologia proposta permette di analizzare separatamente i costi di miglioramento dell'edificio e i costi di riparazione del danno; chiaramente gli interventi di riparazione del danno in alcuni casi possono sovrapporsi agli interventi di miglioramento dell'edificio. Ad esempio un intervento di miglioramento che prevede il rifacimento della copertura automaticamente ripara gli eventuali danni subiti dalla stessa. E' stato tenuto conto di questa problematica già nella pianificazione della modalità di rilievo del danneggiamento che, per gli esempi esposti, è stato rilevato per ogni piano dell'edificio e suddiviso in danno alle strutture verticali e danno alle strutture orizzontali. Nel caso in cui fosse disponibile è possibile utilizzare anche il rilievo del danno effettuato con la scheda AeDES, anche se meno accurato.

Alcuni interventi comportano la riparazione totale o parziale del danno, mentre altri interventi non comportano alcuna riparazione del danno; ad esempio la messa in opera di catene contrasta l'attivazione dei meccanismi di ribaltamento delle pareti ma non comporta la riparazione dell'eventuale danno alle strutture verticali ed orizzontali.

Nella tabella sottostante sono riportate, per tipologie di intervento, le percentuali di incidenza della riparazione del danno delle strutture orizzontali e verticali a seguito degli interventi di miglioramento; ad esempio l'intervento di irrigidimento della copertura più cordolo comporta automaticamente la riparazione dell'80% del danno in copertura. In alternativa tutti gli interventi di sostituzione del solaio o della copertura riparano il 100% del danneggiamento subito dall'orizzontamento.

Per ogni intervento ipotizzato il costo complessivo si ottiene sommando il costo dell'intervento di miglioramento con il costo del danno residuo; nell'esempio precedente rimane un 20% di danno in copertura non riparato sul quale si deve quindi intervenire con interventi specifici.

Descrizione Intervento	Codice	% Str. vert.	% Str. oriz.	Descrizione Intervento	Codice	% Str. vert.	% Str. oriz.
Irrigidimento copertura + cordolo	CA	0%	80%	Interventi in fondazione	MO	0%	0%
Rifacimento copertura in legno	CB	0%	100%	Nuova muratura	MP	100%	0%
Rifacimento copertura in legno + cordolo	CC	0%	100%	Telai in acciaio	MQ	0%	0%
Rifacimento copertura in c.a.	CD	0%	100%	Iniezioni + rete	MR	80%	0%
Rifacimento copertura in putrelle + legno	CF	0%	100%	Sostituzione solai in legno con c.a.	OA	0%	100%
Rifacimento copertura in legno lamellare	CH	0%	100%	Sostituzione solai in putrelle con c.a.	OB	0%	100%
Eliminazione della spinta	CL	0%	0%	Sostituzione solai in legno con putrelle e tavell.	OD	0%	100%
Solaio in acciaio	CM	0%	100%	Irrigidimento solai piani	OG	0%	60%
Controventatura	CO	0%	0%	Consolidamento solai piani	OH	0%	60%
Chiusura vuoti	MC	Var.	0%	Consolid.volte con rete all'estradosso	OI	0%	80%
Piattabande	MD	Var.	0%	Rifacimento solaio in c.a.	ON	0%	100%
Catene singole	ME	0%	0%	Realizzazione cordolo	OO	0%	20%
Catene binate	MF	0%	0%	Sostituzione solaio in putrelle con legno	OP	0%	100%
Perforazioni armate	MG	0%	0%	Sostituzione volta con solaio in legno	OQ	0%	100%
Iniezioni	MH	40%	0%	Irrigidimento	SA	0%	60%
Rete su una parete	MI	30%	0%	Sostituzione con soletta in c.a.	SD	0%	0%
Rete sandwich	ML	60%	0%	Sostituzione con struttura metallica	SF	0%	0%
Demolizione e rifacimento murature	MM	100%	0%	Sostituzione con struttura in legno	SG	0%	0%
Consolidamento strutture murarie	MN	20%	0%				
Stilatura sistematica dei giunti	1N	70%	0%	Realizzazione di micropali di sottofondazione	8N	0%	0%
Esecuzione di diatoni trasversali in calcestruzzo	2N	50%	0%	Cerchiatura di aperture con profilati in acciaio	9N	Var.	0%
Esecuzione di diatoni trasversali in acciaio	3N	50%	0%	Cordolo in c.a. in copertura	10N	0%	0%
Aumento della sezione muraria	4N	80%	0%	Cordolo di acciaio in copertura	11N	0%	0%
Consolidamento con materiali compositi	5N1	0%	50%	Cordolo in muratura armata in copertura	12N	0%	0%
Cerchiatura esterna di piano con materiali compositi	5N2	0%	0%	Cuciture incrociate lungo i paramenti verticali	13N	20%	0%
Collegamento delle travi di colmo al timpano	6N	0%	0%	Consolidamento del terreno	14N	0%	0%
Collegamento del solaio alle pareti	7N	0%	70%				

Tab. 18.9 - Percentuale di danno riparato dagli interventi di miglioramento

Alcune delle situazioni più comuni che possono presentarsi sono le seguenti:

- l'edificio non è danneggiato, non presenta carenze strutturali rilevanti e la sua modalità di collasso prevalente è a taglio; in tal caso potrebbe non essere necessario intervenire sull'edificio;
- l'edificio non è danneggiato, ma presenta alcune carenze strutturali; in tal caso il pacchetto di interventi ottimale dipende solo dalle carenze strutturali rilevate e dal grado di miglioramento sismico che si vuole raggiungere;
- l'edificio è lievemente danneggiato, ma non presenta carenze strutturali rilevanti e la sua modalità di collasso prevalente è a taglio; in questo caso il pacchetto minimo di interventi potrebbe comprendere la sola riparazione del danno;
- l'edificio è danneggiato, e presenta carenze strutturali più o meno rilevanti; la metodologia proposta permette di decidere caso per caso qual è il miglior pacchetto di interventi da realizzare;
- l'edificio è molto danneggiato e presenta carenze strutturali rilevanti; in questo caso la metodologia potrebbe indicare che è antieconomico intervenire.

18.8 ESEMPIO DI APPLICAZIONE

La metodologia proposta è stata applicata su uno degli edifici presi a campione nella ricerca. È stato scelto l'edificio con codice di progetto 17005, sito nel comune di Pieve Torina (MC). L'edificio si sviluppa in altezza su due livelli, con quello inferiore seminterrato, più un sottotetto; è realizzato prevalentemente con muratura di pietra sbozzata di cattiva qualità, con orizzontamenti in legno non ammorsati alla struttura muraria, la quale risulta tra l'altro non efficacemente collegata in corrispondenza delle intersezioni murarie; la copertura lignea è in parte spingente. Nelle Fig. 18.2 e Fig. 18.3 sono riportati i prospetti, una pianta dell'edificio ed alcune foto.

I dati a disposizione sono le informazioni della scheda di rilevamento del progetto (SRP), quelle della scheda STAP e quelle ricavate dall'analisi degli elaborati grafici utilizzati per la costruzione del repertorio danni-meccanismi. Poiché nella scheda STAP non sono esplicitamente riportate le dimensioni geometriche dell'edificio esse sono state desunte dalle altre informazioni.

Dai dati in possesso è stata compilata la scheda di 1° e 2° livello GNDT per la valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio in esame.

Sono state rilevate le carenze strutturali, i meccanismi attivabili e i meccanismi effettivamente attivati.

L'edificio risulta danneggiato, quindi gli interventi proposti riguardano sia la riparazione sia il miglioramento.

In accordo con lo schema di Fig. 18.1 vengono sviluppati tre step successivi, di estensione crescente.

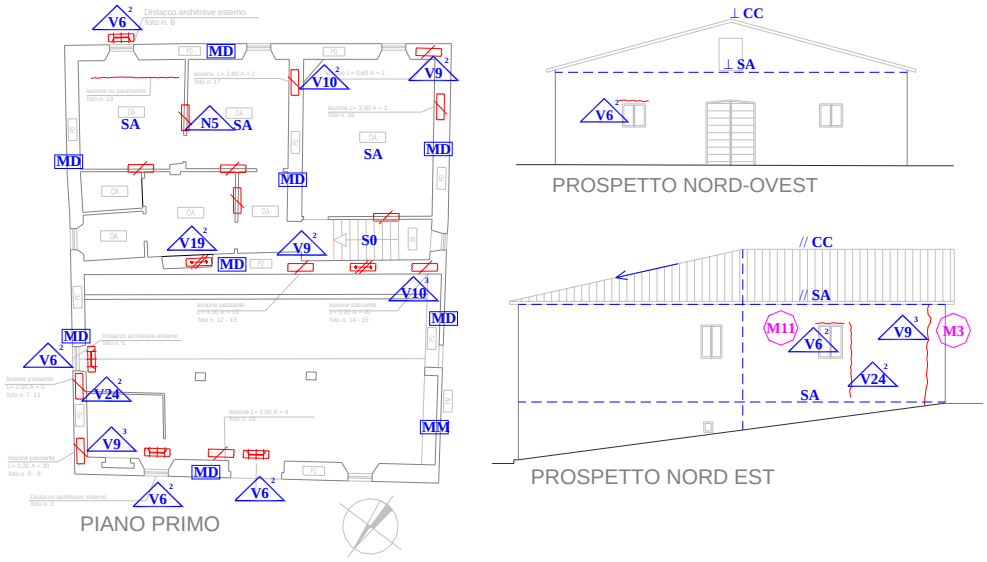


Fig. 18.2 - Pianta del primo livello dell'edificio, prospetto della facciata ribaltante e di quella ad essa ortogonale, e schema di calcolo

Fig. 18.3 - Immagini dell'edificio

18.8.1 Carenze strutturali

Le informazioni della tabella sottostante in parte sono state ricavate dal database della scheda STAP-61 della Regione Marche.

EDIFICIO 1 - CODICE DI PROGETTO GNDT 17005	
CARENZA STRUTTURALE	**PRESENTE**
Orizzontamenti deformabili	SI
Orizzontamenti mal collegati alle strutture verticali	SI
Coperture spingenti	PARZ.
Cedimenti terreno	NO
Edificio non rispettante la normativa sismica	SI
Edificio senza cordoli o catene	SI
Carenza di resistenza nei maschi murari	SI
Carenza di collegamenti fra gli elementi strutturali	SI
Presenza di spinte non contrastate	NO
Deformabilità dei diaframmi (anche dovuta a piani sfalsati)	NO
Cattiva distribuzione degli elementi resistenti	NO
Carenza di collegamenti negli elementi non strutturali	SI
CSG 1: Carenza di resistenza della muratura: cattiva qualità materiali, mancanza collegamenti, muri in forati	SI
CSG 2: Murature in falso sui solai	NO
CSG 3: Irregolarità in pianta di forte entità	NO
CSG 4: Irregolarità in elevazione di forte entità	NO
CSG 5: Copertura con orditura principale priva di collegamento trasversale	SI

Tab. 18.10 – Carenze strutturali allo stato di fatto dell'edificio

18.8.2 Meccanismi attivabili

I meccanismi attivabili in base alle carenze strutturali evidenziate sono i seguenti:

- M3 (ribaltamento dell'intera parete)
- M10 (sfilamento delle travi del solaio dalla parete di supporto)
- M11 (cedimento di architravi e/o piattabande)
- M12 (irregolarità del materiale, debolezze locali)
- M13 (ribaltamento della parete del timpano)
- M14 (ribaltamento della parte alta del cantonale)
- M15 (ribaltamento della fascia sottotetto)

18.8.3 Danneggiamento rilevato

Il danneggiamento riportato dall'edificio, suddiviso per piano e tipologia strutturale è riportato nella tabella sottostante:

PIANO	ELEMENTO*	LIV. di danno 0	LIV. di danno 1	LIV. di danno 2	LIV. di danno 3
Seminterrato	Solaio	90 %	0 %	10 %	0 %
	Pareti	0 %	0 %	0 %	0 %
Terra	Solaio	90 %	0 %	10 %	0 %
	Pareti	35 %	0 %	60 %	5 %
Sottotetto	Solaio	90 %	0 %	10 %	0 %
	Pareti	85 %	0 %	10 %	5 %

* il solaio indicato è quello che si trova tra il piano indicato e il piano superiore. L'ultimo solaio indicato è la copertura.

Tab. 18.11 – Danneggiamento rilevato nell'edificio

Il danneggiamento maggiore è stato riscontrato al piano terra, dove è presente un danno diffuso delle pareti ed un leggero danneggiamento delle strutture orizzontali; gli altri piani hanno riportato livelli di danneggiamento minori.

18.8.4 Meccanismi attivati

I meccanismi effettivamente attivati sull'edificio sono:
- M3 (ribaltamento dell'intera parete)
- M10 (sfilamento delle travi del solaio dalla parete di supporto)
- M11 (cedimento di architravi e/o piattabande)
- M12 (irregolarità del materiale, debolezze locali).
-

18.8.5 Indice di vulnerabilità dell'edificio

Nella tabella sottostante sono riportati i parametri della scheda di 2° livello GNDT, le classi assegnate, il peso di ogni classe e il relativo punteggio.

L'indice di vulnerabilità dell'edificio, 67.32, risulta essere piuttosto alto e compatibile con le caratteristiche dell'edificio stesso e le numerose carenze strutturali rilevate.

PARAMETRO		CLASSE	PESO	PUNTI
1	Tipo ed organizzazione del sistema resistente	D	1	45
2	Qualità del sistema resistente	D	0,25	11,25
3	Resistenza convenzionale	C	1,5	37,5
4	Posizione edificio e fondazioni	D	0,75	33,75
5	Orizzontamenti	D	1	45
6	Configurazione planimetrica	A	0,5	0
7	Configurazione in elevazione	A	1	0
8	Distanza massima murature	C	0,25	6,25
9	Copertura	D	0,75	33,75
10	Elementi non strutturali	B	0,25	0
11	Stato di fatto	D	1	45

INDICE DI VULNERABILITÀ	ASSOLUTO	NORMALIZZATO
	257.5	67.32

Tab. 18.12 – Indice di vulnerabilità GNDT allo stato di fatto

18.8.6 Modalità di collasso prevalente dell'edificio

I parametri 1, 5, 9, si trovano tutti in classe D, quindi la modalità di collasso prevalente individuata è la 1 (modalità di collasso prevalentemente flessionale); la sotto-modalità di collasso, descritta nel paragrafo 18.3, è la 1-6, quindi la peggiore. Quanto evidenziato dall'analisi della modalità di collasso prevalente individuata dai suddetti parametri della scheda GNDT è riscontrabile anche dall'analisi del danneggiamento e dei meccanismi di collasso effettivamente attivati sull'edificio in seguito al sisma del 1997, che ha evidenziato un comportamento delle strutture verticali così come previsto dall'analisi dei meccanismi di collasso.

18.8.7 Primo livello d'intervento

Dall'analisi dei meccanismi attivabili sull'edificio e dal confronto con quanto sintetizzato nella Tab. 18.5 viene determinata la prima serie di interventi da realizzare sull'edificio per conseguire una diminuzione di vulnerabilità; in sintesi il criterio seguito, essendo l'edificio già danneggiato, è quello di attuare innanzi tutto gli interventi necessari ad impedire i meccanismi già in atto, ed inoltre di attuare gli interventi che permettono di contrastare il maggior numero possibile dei meccanismi potenziali.

Alcuni interventi di consolidamento contribuiscono a contrastare l'attivazione di più meccanismi. Ad esempio:

- i meccanismi M3 e M10 possono essere contrastati con interventi atti ad irrigidire il solaio ed a vincolarlo alle pareti, e con interventi atti a collegare meglio i vari elementi strutturali;
- i meccanismi M13, M14 e M15 possono essere contrastati con interventi volti ad irrigidire il solaio di copertura, a vincolarlo alle pareti sottostanti, a contrastare le eventuali spinte ed a migliorare la qualità delle murature sottostanti;
- il meccanismo M11 (cedimento di architravi e/o piattabande) può essere contrastato con interventi volti a migliorare la qualità delle murature e a rinforzare i contorni delle aperture.
- il meccanismo M12 (irregolarità del materiale, debolezze locali) può essere mitigato con interventi volti a migliorare la qualità delle murature, chiusura di vuoti, sarcitura di lesioni.

Gli interventi rispondenti ai criteri appena illustrati sono i seguenti:

1) inserimento di catene singole (ME): meccanismi M3, M10, M14, M15
2) chiusura dei vuoti (MC): meccanismo M12
3) piattabande in c.a. ordinario (MD): meccanismo M11

La valutazione dell'estensione e quindi del costo dell'intervento 1) viene effettuata prendendo in considerazione le caratteristiche geometriche dell'edificio.

L'estensione ed il costo degli interventi 2) e 3) invece vengono valutati in funzione della volumetria dell'edificio e del valore iniziale dell'indice di vulnerabilità, utilizzato come peso.

I costi unitari medi dei singoli interventi sono quelli descritti nelle Tab. 18.3 e Tab. 18.4.

Con tali premesse il costo di questo primo pacchetto di interventi è il seguente:

Intervento	Ubicazione	Estensione	Costo medio unitario	Costo medio per intervento
ME	primo solaio, copertura	2 * 50 m	€ 33,57	€ 3 357,00
MC	-	7 m^3	€ 190,88	€ 1 336,16
MD	-	7 m^2	€ 356,45	€ 2 495,15

L'estensione dell'intervento ME è stata ottenuta dalla somma delle lunghezze delle pareti perimetrali e della parete centrale longitudinale; per il valore dell'estensione dell'intervento MC è stata considerata una quota dell'intero volume delle murature, in funzione del valore assunto dall'indice di

vulnerabilità e dal valore del parametro 11 della scheda GNDT; infine l'estensione dell'intervento MD in questo esempio è funzione del numero di finestre e dello spessore delle murature.

Il costo medio complessivo di questo primo gruppo di interventi per l'edificio considerato risulta essere di € 7 188,31.

La volumetria dell'edificio è di circa 980 m^3, quindi il costo unitario è pari a 7,34 €/m^3.

Non si eseguono interventi di riduzione della vulnerabilità né sul secondo solaio né sulla copertura, anche se questi orizzontamenti risultano parzialmente danneggiati, e quindi è comunque necessario intervenire per riparare il danno.

18.8.8 Rideterminazione dell'indice di vulnerabilità e della modalità di collasso prevalente

A seguito degli interventi ipotizzati si ottiene una variazione della vulnerabilità dell'edificio in quanto alcuni parametri della scheda di 2° livello GNDT conseguono un salto di classe:

a) il parametro 1 passa dalla classe D alla classe B, avanzando di due classi;
b) il parametro 5 passa dalla classe D alla classe C, avanzando di una classe;
c) il parametro 9 passa dalla classe D alla classe B, avanzando di due classi;
d) tutti gli altri parametri restano invariati.

PARAMETRO		CLASSE iniziale	CLASSE 1° Step	PESO	PUNTI
1	Tipo ed organizzazione del sistema resistente	D	B	1	5
2	Qualità del sistema resistente	D	C	0,25	6,25
3	Resistenza convenzionale	C	C	1,5	37,5
4	Posizione edificio e fondazioni	D	D	0,75	33,75
5	Orizzontamenti	D	C	0,6	15
6	Configurazione planimetrica	A	A	0,5	0
7	Configurazione in elevazione	A	A	1	0
8	Distanza massima murature	C	C	0,25	6,25
9	Copertura	D	B	0,75	11,25
10	Elementi non strutturali	B	B	0,25	0
11	Stato di fatto	D	D	1	45

INDICE DI VULNERABILITÀ	ASSOLUTO	NORMALIZZATO
	160,00	**41,83**

Tab. 18.13 – Indice di vulnerabilità GNDT dopo il primo step di interventi

Il nuovo indice di vulnerabilità normalizzato risulta essere di 41,83, con una diminuzione di 25,49 punti rispetto all'indice iniziale. La diminuzione percentuale dell'indice è del 37,9 %.

La modalità di collasso prevalente della struttura passa da prevalentemente flessionale a prevalentemente tagliante (sottomodalità 2-4).

Questo primo step di intervento è appena sufficiente a modificare la modalità di collasso dell'edificio, ma non permette di intervenire su alcune carenze importanti e ripara una percentuale molto bassa dei danni subiti. Nonostante ciò avviene una significativa riduzione della vulnerabilità dell'edificio che resta comunque medio-alta. Vengono quindi previsti ulteriori due step che comprendono interventi più consistenti e diffusi.

18.8.9 Secondo livello d'intervento

Grazie al primo gruppo di interventi ipotizzati alcune vulnerabilità strutturali si sono fortemente ridotte oppure sono scomparse del tutto; nella tabella sottostante è riportata la situazione in cui si trova l'edificio dopo il primo livello d'intervento:

CARENZA STRUTTURALE	INIZIALE	STEP 1
Orizzontamenti deformabili	SI	SI
Orizzontamenti mal collegati alle strutture verticali	SI	PARZ
Coperture spingenti	PARZ.	NO
Cedimenti terreno	NO	NO
Edificio non rispettante la normativa sismica	SI	SI
Edificio senza cordoli o catene	SI	NO
Carenza di resistenza nei maschi murari	SI	SI
Carenza di collegamenti fra gli elementi strutturali	SI	SI
Presenza di spinte non contrastate	NO	NO
Deformabilità dei diaframmi (anche dovuta a piani sfalsati)	NO	NO
Cattiva distribuzione degli elementi resistenti	NO	NO
Carenza di collegamenti negli elementi non strutturali	SI	SI
CSG 1: Carenza di resistenza della muratura: cattiva qualità materiali, mancanza collegamenti, muri in forati	SI	PARZ
CSG 2: Murature in falso sui solai	NO	NO
CSG 3: Irregolarità in pianta di forte entità	NO	NO
CSG 4: Irregolarità in elevazione di forte entità	NO	NO
CSG 5: Copertura con orditura principale priva di collegamento trasversale	SI	SI

Tab. 18.14 – Confronto delle carenze strutturali prima e dopo il primo step di interventi

In questo step, oltre gli interventi previsti nel primo, ne sono previsti altri che permettono di contrastare in particolare i meccanismi M11, M12, M13, M14 ed M15. Gli interventi previsti sono:

4) irrigidimento copertura in legno più cordolo (CA): meccanismi M13, M14, M15;
5) stilatura sistematica dei giunti (1N): meccanismi M11, M12

Questi interventi, inoltre, riparano il danno presente in modo maggiore rispetto ai primi, e quindi, come si vedrà meglio nei prossimi paragrafi, per l'edificio in esame questo secondo step rappresenta il miglior compromesso tra costi e riduzione della vulnerabilità.

Intervento	Ubicazione	Estensione	Costo medio unitario	Costo medio per intervento
ME	primo solaio	50 m	€ 33,57	€ 1 678,50
MC	-	7 m^3	€ 190,88	€ 1 336,16
MD	-	7 m^2	€ 356,45	€ 2 495,15
CA	copertura	180 m^2	€ 114,31	€ 20 575,80
1N	murature piano terra, primo	220 m^2	€ 34,35	€ 7 557,00

L'intervento CA prevede la realizzazione di un cordolo in copertura, quindi ora l'intervento ME è previsto solo in corrispondenza del primo solaio. L'estensione degli interventi MC e MD è stata determinata in funzione della volumetria dell'edificio e del valore dell'indice di vulnerabilità; l'intervento CA interessa tutta la copertura.

Il costo complessivo di questo secondo gruppo di interventi risulta essere di € 33 642,61.

La volumetria dell'edificio è di circa 980 m^3, quindi il costo unitario è pari a 34,33 €/m^3.

Non si interviene con interventi di riduzione della vulnerabilità sul secondo solaio per il quale sono quindi previsti solo interventi di riparazione.

A seguito di questo gruppo di interventi i parametri della scheda di 2° livello GNDT che conseguono un salto di classe sono i seguenti:

a) il parametro 1 passa dalla classe D alla classe B, avanzando di due classi;
b) il parametro 3 passa dalla classe C alla classe B, avanzando di una classe;
c) il parametro 5 passa dalla classe D alla classe C, avanzando di una classe;

d) il parametro 9 passa dalla classe D alla classe A, avanzando di tre classi;
e) il parametro 11 passa dalla classe D alla classe B, avanzando di due classi;
f) tutti gli altri parametri restano invariati.

PARAMETRO		CLASSE iniziale	CLASSE 1° Step	CLASSE 2° Step	PESO	PUNTI
1	Tipo ed organizzazione del sistema resistente	D	B	B	1	5
2	Qualità del sistema resistente	D	C	C	0,25	6,25
3	Resistenza convenzionale	C	C	C	1,5	37,5
4	Posizione edificio e fondazioni	D	D	D	0,75	33,75
5	Orizzontamenti	D	C	C	0,6	15
6	Configurazione planimetrica	A	A	A	0,5	0
7	Configurazione in elevazione	A	A	A	1	0
8	Distanza massima murature	C	C	C	0,25	6,25
9	Copertura	D	B	A	0,75	11,25
10	Elementi non strutturali	B	B	B	0,25	0
11	Stato di fatto	D	D	B	1	5

INDICE DI VULNERABILITÀ	ASSOLUTO	NORMALIZZATO
	108,75	**28,43**

Tab. 18.15 – Indice di vulnerabilità GNDT dopo il secondo step di interventi

Il nuovo indice di vulnerabilità normalizzato risulta essere di 28,43, con una diminuzione di 38,89 punti rispetto all'indice iniziale e di 13,40 punti rispetto all'indice conseguito dopo il primo step di interventi. La diminuzione percentuale dell'indice rispetto a quello iniziale è del 58%.

Dopo gli step 1 e 2 l'edificio presenta una vulnerabilità media e una modalità di collasso prevalentemente tagliante (la sottomodalità è ancora 2-4).

18.8.10 Terzo livello d'intervento

Questo terzo livello prevede degli interventi più incisivi ed invasivi sulla struttura rispetto agli interventi previsti negli step precedenti. Gli interventi previsti vengono stabiliti in base alle carenze strutturali ancora presenti ed ai meccanismi di collasso attivabili dopo gli step precedenti.

Il meccanismo con maggiore probabilità di attivazione dopo i primi due gruppi di interventi è l'M5; tale meccanismo può essere contrastato attuando interventi di consolidamento della struttura muraria e di miglioramento dei vincoli degli elementi strutturali.

Questo gruppo di interventi individuati comporta anche un ulteriore miglioramento globale delle caratteristiche di resistenza dell'edificio alle forze sismiche.

Gli interventi proposti sono i seguenti:

1) collegamento del solaio alle pareti (7N): meccanismi M3, M10
2) chiusura dei vuoti (MC): meccanismo M12;
3) cerchiatura di aperture con profilati in acciaio (9N): meccanismo M11;
4) rifacimento copertura in legno più cordolo (CC): meccanismo M3, M13, M14, M15
5) stilatura sistematica dei giunti (1N); meccanismi M11, M12

Per quanto riguarda l'estensione degli interventi 1) e 4) si considerano le caratteristiche geometriche dell'edificio; in particolare l'intervento 1) è esteso al solaio di sottotetto e l'intervento 4) all'intera copertura. Per quanto riguarda l'estensione degli interventi 2) e 3) valgono le stesse considerazioni fatte precedentemente per gli interventi MC ed MD. Per la stima dell'estensione dell'intervento 5) è stato considerato lo sviluppo effettivo delle pareti (rispettivamente 50, 170 e 50 m^2 al piano terra, primo e sottotetto). Si determinano i seguenti costi per il terzo step sull'edificio:

Intervento	Ubicazione	Estensione	Costo medio unitario	Costo medio per intervento
7N	primo e secondo solaio	225 m^2	€ 115,03	€ 17.254,50
MC	-	7 m^3	€ 190,88	€ 1 336,16
9N	-	12 m^2	€ 667,64	€ 8 011,68
CC	copertura	180 m^2	€ 200,08	€ 36 014,40
1N	murature piano terra, primo, sottotetto	290 m^2	€ 34,35	€ 9 961,50

Il costo medio complessivo di quest'ultimo gruppo di interventi per l'edificio considerato risulta essere di € 81 205,49 pari a circa 82,86 €/m3.

Questo gruppo di interventi effettuati ha comportato un miglioramento nei seguenti parametri della scheda di 2° livello GNDT:

a) il parametro 1 passa dalla classe D alla classe B, avanzando di due classi
b) il parametro 5 passa dalla classe D alla classe A, avanzando di tre classi;
c) il parametro 9 passa dalla classe D alla classe A, avanzando di tre classi;
d) il parametro 11 passa dalla classe C alla classe A, avanzando di tre classi;
e) tutti gli altri parametri restano invariati.

PARAMETRO		CLASSE iniziale	CLASSE 1° Step	CLASSE 2° Step	CLASSE 3° Step	PESO	PUNTI
1	Tipo ed organizzazione del sistema resistente	D	B	B	B	1	5
2	Qualità del sistema resistente	D	C	C	C	0,25	6,25
3	Resistenza convenzionale	C	C	C	C	1,5	37,5
4	Posizione edificio e fondazioni	D	D	D	D	0,75	33,75
5	Orizzontamenti	D	C	C	A	0,6	15
6	Configurazione planimetrica	A	A	A	A	0,5	0
7	Configurazione in elevazione	A	A	A	A	1	0
8	Distanza massima murature	C	C	C	C	0,25	6,25
9	Copertura	D	B	A	A	0,75	11,25
10	Elementi non strutturali	B	B	B	B	0,25	0
11	Stato di fatto	D	D	B	A	1	5

INDICE DI VULNERABILITÀ	ASSOLUTO	NORMALIZZATO
	88,75	**23,20**

Tab. 18.16 - Indice di vulnerabilità GNDT dopo il terzo step di interventi

Il nuovo indice di vulnerabilità normalizzato risulta essere di 23,20 con una diminuzione di 44,12 punti rispetto all'indice iniziale quindi con una diminuzione del 65%.

Rispetto al secondo gruppo di interventi l'indice di vulnerabilità ha avuto una riduzione 13,06 punti, pari ad un calo del 14%.

La modalità di collasso prevalente della struttura è sempre di tipo tagliante, ma la sottomodalità è la 2-1, che indica una spiccata propensione dell'edificio al funzionamento scatolare.

18.8.11 Stima dei costi di sola riparazione

Viene assunto un costo di costruzione di edifici nuovi pari a € 500,00/mq. Il costo di costruzione indicato non comprende le finiture.

Il danneggiamento riportato dall'edificio, suddiviso per piano e tipologia strutturale è riportato nella tabella sottostante:

PIANO	ELEMENTO*	% COSTO	LIV. di danno 0	LIV. di danno 1	LIV. di danno 2	LIV. di danno 3	Incidenza del danneggiamento	€
Seminterrato	Solaio	30%	90 %	0 %	10 %	0 %	1.8 %	€ 720,00
Seminterrato	Pareti	70%	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	€ 0,00
terra	Solaio	30%	90 %	0 %	10 %	0 %	1.8 %	€ 1 620,00
terra	Pareti	70%	35 %	0 %	60 %	5 %	28,7 %	€ 25 830,00
sottotetto	Solaio	30%	90 %	0 %	10 %	0 %	1,8 %	€ 1 350,00
sottotetto	Pareti	70%	85 %	0 %	10 %	5 %	7,7 %	€ 6 930,00
Totale								**€ 36 450,00**

* il solaio indicato è quello che si trova tra il piano indicato e il piano immediatamente superiore. L'ultimo solaio indicato è la copertura.

Tab. 18.17 – Stima dei costi di riparazione del danno

Nella colonna *"incidenza del danneggiamento"* è riportata la percentuale del costo di riparazione del danneggiamento rispetto al costo del nuovo. Essa si determina in funzione delle percentuali di danno riportato in tabella ed in funzione del peso del tipo di danno determinato nella seconda tabella del paragrafo 18.6.

Ad esempio il danno residuo al piano terra è calcolato nel modo seguente:

- Solai: 10% (danno di tipo 2) x 60% (% costo danno 2) x 30% (incidenza costo solaio) = 1,8 % del costo del nuovo;
- Pareti: 60% (danno di tipo 2) x 60% (% costo danno 2) x 70% (incidenza costo pareti) + 5% (danno di tipo 3) x 100% (% costo danno 3) x 70% (incidenza costo pareti) = 28,7 % del costo del nuovo.

Nell'ultima colonna è riportata la stima dei costi di riparazione.

18.8.12 Stima dei costi di intervento sull'edificio

Sono stati proposti tre pacchetti di intervento per l'edificio considerato, un primo pacchetto molto poco invasivo, uno secondo più incisivo ed un terzo pacchetto più invasivo. Al costo di ognuno dei tre pacchetti di intervento devono essere sommati i costi della riparazione del danno non riparato direttamente dagli interventi di miglioramento proposti.

Il primo pacchetto di interventi prevedeva l'inserimento di catene, la chiusura dei vuoti nelle murature e il rifacimento delle piattabande delle finestre; il secondo pacchetto di interventi prevedeva, oltre gli interventi del primo pacchetto, anche l'irrigidimento della copertura in legno, la realizzazione di un cordolo in copertura in luogo delle catene e la stilatura sistematica dei giunti. Con il terzo pacchetto, oltre il rifacimento della copertura, la chiusura dei vuoti e la stilatura dei giunti è stato previsto il collegamento del secondo solaio alle pareti e la cerchiatura delle aperture, in luogo del rifacimento delle piattabande.

Nella tabella sottostante sono riportati i costi di riparazione del danneggiamento non riparato direttamente dagli interventi di miglioramento proposti. Tali costi vanno sommati ad ognuno dei tre pacchetti di intervento.

Ad esempio per il primo pacchetto di lavori il costo complessivo di intervento pari a 41 339,52 € deriva dalla somma del costo degli interventi di miglioramento, pari a € 7 188,31 e del costo di riparazione del danno residuo, pari a € 34 151,21.

Ai costi indicati in tabella bisogna aggiungere il costo delle finiture, dei ponteggi, dell'IVA e delle spese tecniche.

I costi qui indicati sono costi medi; la deviazione standard media riscontrata nei casi analizzati rispetto a stime più dettagliate del danno è stata circa del 30,0%.

Nelle tabelle sottostanti sono indicate le quote di danneggiamento riparate dagli interventi di miglioramento ed il danno residuo non riparato.

STEP 1	Seminterrato		terra		sottotetto	
	Solaio	Pareti	Solaio	Pareti	Solaio	Pareti
Danno iniziale	€ 720.00	€ 0.00	€ 1 620.00	€ 25 830.00	€ 1 350.00	€ 6 930.00
ME	€ 0.00	€ 0.00	€ 0.00	€ 0.00	€ 0.00	€ 0.00
MC	€ 0.00	€ 0.00	€ 0.00	€ 534.46	€ 0.00	€ 267.23
MD	€ 0.00	€ 0.00	€ 0.00	€ 998.06	€ 0.00	€ 499.03
Danno residuo	€ 720.00	€ 0.00	€ 1 620.00	€ 24 297.48	€ 1 350.00	€ 6 163.74

STEP2	Seminterrato		terra		sottotetto	
	Solaio	Pareti	Solaio	Pareti	Solaio	Pareti
Danno iniziale	€ 720.00	€ 0.00	€ 1 620.00	€ 25 830.00	€ 1 350.00	€ 6 930.00
ME	€ 0.00	€ 0.00	€ 0.00	€ 0.00	€ 0.00	€ 0.00
MC	€ 0.00	€ 0.00	€ 0.00	€ 534.46	€ 0.00	€ 267.23
MD	€ 0.00	€ 0.00	€ 0.00	€ 998.06	€ 0.00	€ 499.03
CA	€ 0.00	€ 0.00	€ 0.00	€ 0.00	€ 1 080.00	€ 0.00
1N	€ 0.00	€ 0.00	€ 0.00	€ 4 087.65	€ 0.00	€ 0.00
Danno residuo	€ 720.00	€ 0.00	€ 1 620.00	€ 20 209.83	€ 270.00	€ 6 163.74

STEP3	Seminterrato		terra		sottotetto	
	Solaio	Pareti	Solaio	Pareti	Solaio	Pareti
Danno iniziale	€ 720.00	€ 0.00	€ 1 620.00	€ 25 830.00	€ 1 350.00	€ 6 930.00
7N	€ 504.00	€ 0.00	€ 1 134.00	€ 0.00	€ 0.00	€ 0.00
MC	€ 0.00	€ 0.00	€ 0.00	€ 534.46	€ 0.00	€ 267.23
9N	€ 0.00	€ 0.00	€ 0.00	€ 1 602.34	€ 0.00	€ 499.03
CC	€ 0.00	€ 0.00	€ 0.00	€ 0.00	€ 1 350.00	€ 0.00
1N	€ 0.00	€ 0.00	€ 1 374.00	€ 4 087.65	€ 0.00	€ 1683.15
Danno residuo	€ 216.00	€ 0.00	€ 486.00	€ 19 605.55	€ 0.00	€ 4 979.62

	STEP 1	STEP 2	STEP 3
QUOTA DI DANNO RIPARATO	€ 2 298,79	€ 7 466,44	€ 11 162,83
QUOTA DI DANNO NON RIPARATO	€ 34 151,21	€ 28 983,56	€ 25 287,17
COSTI MIGLIORAMENTO	€ 7 188,31	€ 33 642,61	€ 81 205,49
TOTALE	**€ 41 339,52**	**€ 62 626,17**	**€ 106 492,66**
TOTALE €/m^3	**€/m^3 42,18**	**€/m^3 63,90**	**€/m^3 108,67**

Tab. 18.18 – Stima dei costi di riparazione del danno per ognuno dei tre pacchetti di intervento

18.8.13 Controllo del miglioramento conseguito e del rapporto costi benefici

Il procedimento a step successivi mette in evidenza l'abbassamento della vulnerabilità che si ottiene man mano che si incrementano gli interventi di miglioramento.

Dal grafico sottostante è possibile osservare come il gruppo di interventi più efficace è quello dello step 1; comunque anche lo step 2 permette di conseguire un miglioramento evidente della vulnerabilità dell'edificio, permette di riparare la gran parte del danneggiamento subìto ed è molto più efficace del gruppo dello step 3, in quanto la curva infatti tende progressivamente all'orizzontale. La situazione cambia leggermente quando si considerano anche i costi per la riparazione del danno; in

questo caso lo step 2 risulta il più conveniente in quanto raggiunge un buon compromesso tra riduzione della vulnerabilità e costo complessivo dell'intervento. Lo step 3, caratterizzato da una marcata riduzione della vulnerabilità, può essere considerato antieconomico sia in un'ottica di intervento post-sisma sia nel caso in cui si voglia solo ridurre la vulnerabilità dell'edificio. In quest'ultimo caso acquista particolare importanza lo step 1, che con una spesa tutto sommato molto limitata permette di ridurre la vulnerabilità iniziale addirittura del 42%, senza nemmeno richiedere interventi particolarmente costosi e diffusi per il ripristino delle finiture. Questa tipologia di intervento può essere diffusa in un'ottica di prevenzione antisismica e potrebbe essere adottata capillarmente nei centri storici qualora fossero previsti dei finanziamenti da parte degli Enti preposti.

Nella tabella sottostante, con il coefficiente C_u, è indicato il costo per ottenere una riduzione percentuale unitaria della vulnerabilità. Questo coefficiente permette di stabilire analiticamente l'efficacia di ogni gruppo di interventi effettuato sull'edificio e di fissare dei limiti di convenienza oltre il quale ad un incremento anche consistente dei costi non corrisponde un reale vantaggio in termini di incremento della sicurezza.

	Costi di miglioramento	**Vulnerabilità**	**Diminuzione di vulnerabilità**	**C_u Costo per decremento unitario di Iv**	**C_u/ m^3 Costo per decremento unitario di Iv a mc**	**C_u Cumulato**	**C_u/ m^3 Cumulato**
iniziale	€ 0,00	67,32	0.00	€ 0,00	€ 0,00	€ 0,00	€ 0,00
step 1	€ 7 188,31	41,83	25,49	€ 282,01	€ 0,29	€ 282,01	€ 0,29
step 2	€ 33 642,61	28,43	38,89	€ 1 974,20	€ 2,01	€ 865,07	€ 0,88
step 3	€ 81 205,49	23,20	44,12	€ 9 094,24	€ 9,28	€ 1 840,56	€ 1,88

Tab. 18.19 – Costi di intervento sull'edificio per i tre step ipotizzati

Lo step 1 ha un costo unitario C_u di 282,01 € pari a 0,29 €/m3; il costo unitario C_u dello step 2 è di 865,07 € pari a 0,88 €/m3; il costo unitario C_u dello step 3 è di 1840,56 € pari a 1,88 €/m3, quindi intervenire con gli interventi dello step 2 è circa tre volte più costoso che intervenire con gli interventi dello step 1, e circa il 50% meno costoso che intervenire con gli interventi dello step 3. È interessante anche soffermarsi sull'incremento di C_u al passaggio da uno step al successivo; in questo caso l'incremento di costo è ancora più evidente, in quanto aumenta la spesa per gli interventi, ma l'incremento di spesa non comporta un pari decremento della vulnerabilità; ciò è particolarmente evidente per il passaggio dallo step 2 allo step 3, in quanto a fronte di un incremento di spesa di circa € 47 000,00 si ha una diminuzione di vulnerabilità pari a solo 5 punti. Quanto appena descritto conferma come sia inutile attuare interventi molto onerosi in quanto l'efficacia relativa degli stessi decresce molto rapidamente all'aumentare del costo; dall'esame della Tab. 18.18 si desume che nel caso in cui l'edificio sia danneggiato le differenze tra i vari step di intervento si assottigliano, ma non si può fare a meno di segnalare che se sull'edificio in esame fosse stato realizzato almeno il gruppo di interventi dello step 1, probabilmente il danneggiamento, e quindi il relativo costo di riparazione, sarebbe stato molto minore.

Nel grafico di Fig. 18.4 è rappresentata la diminuzione di vulnerabilità sismica conseguita in funzione del costo a mc degli interventi realizzati. È possibile osservare come il gruppo di interventi dello step 1 sia il più efficace in assoluto in quanto permette di conseguire una riduzione di vulnerabilità maggiore in rapporto al costo unitario. Le due curve tendono progressivamente all'orizzontale, quindi per conseguire ulteriori diminuzioni della vulnerabilità è necessario investire una maggiore quantità di denaro.

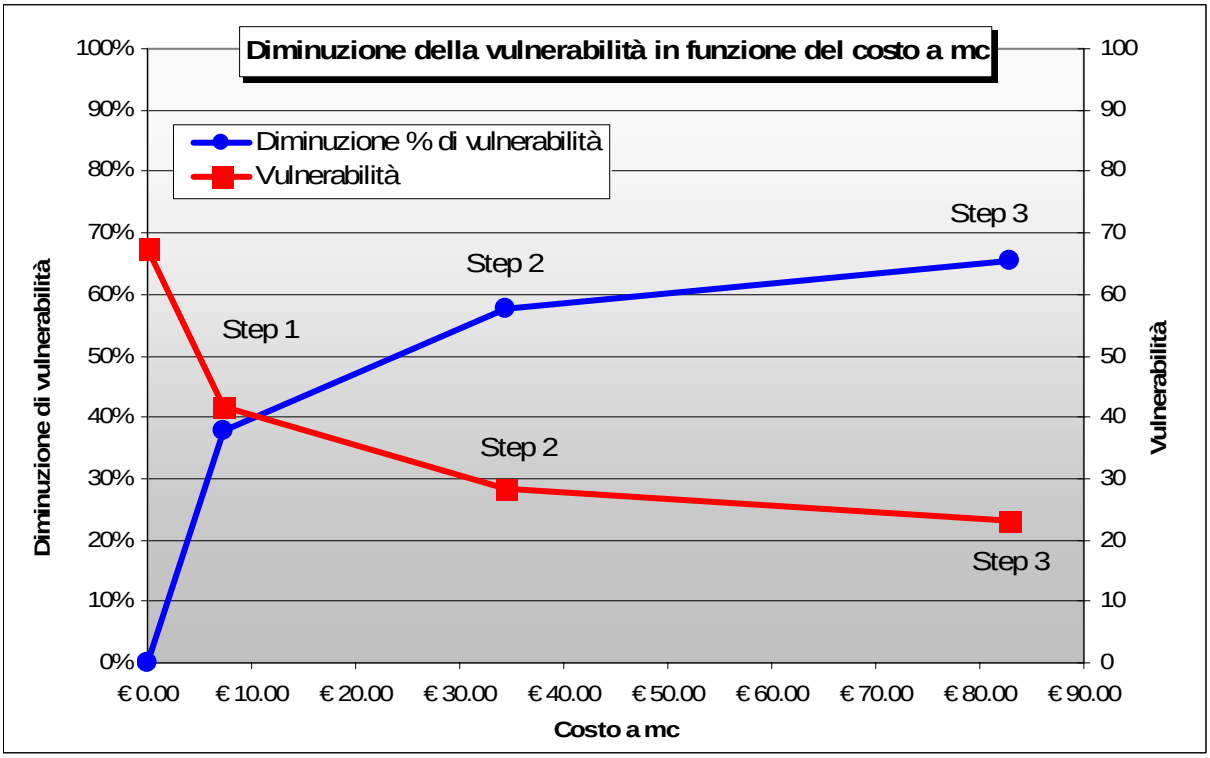


Fig. 18.4 – riduzione della vulnerabilità in funzione del costo degli interventi

Chiaramente la vulnerabilità residua deve essere correlata con la pericolosità di zona per valutare il rischio. Tale rischio deve risultare minore o uguale di quello ammissibile per prescrizione normativa. Il conseguimento di questo risultato potrebbe rendere necessaria la realizzazione di ulteriori interventi fino alla "messa in sicurezza dell'edificio"; la realizzazione di questi ultimi potrebbe però rendere antieconomico l'intervento complessivo e rendere più conveniente l'operazione di demolizione e ricostruzione del fabbricato.

Data la grande variabilità delle situazioni riscontrabili e degli interventi di miglioramento che è possibile effettuare su un edificio residenziale in muratura, i costi determinati con la metodologia qui illustrata sono da ritenersi costi medi indicativi.

Da una prima analisi degli interventi effettivamente realizzati sui 201 edifici analizzati in dettaglio è stato possibile stimare una deviazione standard dei costi unitari pari a circa il 30%. La variabilità è dovuta al gran numero di voci che concorrono alla realizzazione di ogni singola categoria di intervento. Alcune delle voci considerate dipendono fortemente dalle specifiche situazioni incontrate da ogni progettista e quindi tendono a modificare il costo medio di realizzazione della categoria di lavoro. Ulteriori analisi più dettagliate potranno fornire una stima più precisa del costo di ogni intervento con una variabilità più contenuta.

CONCLUSIONI

G. C. Beolchini, G. Cifani, G. Girotti Pucci, A. Martinelli

Il sisma del 1997 nella Regione Marche è stato connotato in maniera particolare da due esperienze significative: quella legata alla gestione, in fase di emergenza, della organizzazione tecnica del rilievo del danno e della agibilità degli edifici colpiti dal sisma e quella della successiva fase di ripristino per la costruzione di un sistema articolato di norme e procedure tecniche. Con la prima, e per la prima volta, nella Regione Marche sono stati messi a punto, sperimentati e validati procedure e strumenti operativi che sono entrati poi a far parte di un sistema standard nazionale per la stima del danno e la verifica dell'agibilità agli edifici ordinari; la seconda esperienza ha visto l'istituzione del Comitato Tecnico Scientifico (CTS), con il supporto del quale la stessa Regione ha disciplinato le modalità tecnico-procedurali per la progettazione degli interventi, l'accesso ai finanziamenti e realizzato, in particolare, il sistema informatizzato "Tellus" per la gestione in rete intranet della documentazione relativa.

L'importanza dell'analisi del comportamento sismico degli edifici in muratura e l'interpretazione del loro danneggiamento, condotto considerando aspetti e fattori di vulnerabilità in relazione ai possibili meccanismi di danno e collasso, è stata particolarmente evidenziata in anni recenti e costituisce certamente la modalità più corretta per cercare di interpretare il danno osservato ed anche per valutare in maniera appropriata gli interventi di riparazione e di riduzione della vulnerabilità.

La ricerca è nata proprio con l'intento di approfondire la caratterizzazione delle modalità di danneggiamento indotte sugli edifici in muratura dal sisma del 1997 e le tipologie degli interventi post-sisma, attraverso l'analisi dell'attività di ripristino documentata nei progetti di riparazione elaborati dai professionisti. Più in particolare: sono stati studiati i meccanismi di danno e di collasso; sono stati analizzati gli interventi di ripristino e miglioramento antisismico utilizzati dopo il terremoto; è stata attentamente valutata l'efficacia, anche economica, delle tecniche e delle strategie utilizzate ed utilizzabili nella progettazione. Si è inteso anche contribuire all'arricchimento della base di conoscenza a supporto degli studi per l'individuazione dei fattori di vulnerabilità sismica e delle cause di danneggiamento, oltre che per le valutazioni di agibilità.

Il lavoro ha preso avvio con una specifica indagine sui dati e sui progetti del sistema informativo regionale "Tellus" che gestisce una cospicua banca dati. Questa è stata creata con gli elementi forniti dai progettisti mediante le Schede Tecniche di Accompagnamento al Progetto d'intervento (STAP), che sono stati utilizzati per una indagine conoscitiva preliminare dell'edilizia in muratura interessata dal sisma e per individuare un campione rappresentativo di edifici per svolgere analisi di dettaglio destinate alla costruzione di un repertorio dei meccanismi di danno ed agli studi sulle tipologie ed i costi di intervento.

Le valutazioni tecnico-economiche dei sistemi di intervento è stata perseguita attraverso una specifica indagine sugli elaborati tecnici dei professionisti incaricati della progettazione degli interventi di riabilitazione degli edifici esaminati. L'indagine è stata integrata mediante lo sviluppo, l'applicazione ed il confronto di metodologie innovative per la stima dei costi; queste sono basate sia sui risultati del complesso delle indagini effettuate, sia sulla identificazione delle correlazioni tra vulnerabilità sismica e meccanismi di danneggiamento, tipologie di intervento e riduzione della vulnerabilità.

Riguardo alla caratterizzazione tipologica dell'edilizia ordinaria in muratura, gli oltre 4.800 edifici individuati nel data base "Tellus" hanno evidenziato la presenza di costruzioni storicizzate che per otre il 70% sono anteriori al 1960, generalmente sono state oggetto di interventi poco significativi dal punto di vista del loro miglioramento strutturale ed antisismico, prevalentemente realizzati con murature di bassa qualità ed orizzontamenti e coperture in legno. Frequenti sono anche i casi di associazione di orizzontamenti (solai e coperture) in c.a di sostituzione con murature di cattiva qualità, presenti anche in edifici danneggiati o collassati in occasione del sisma che hanno evidenziato l'instaurarsi di meccanismi fortemente condizionati dalla incompatibilità tra le caratteristiche di rigidezza e peso dei componenti strutturali introdotti con la qualità costitutiva del sistema murario, in relazione alla effettiva capacità di trasferimento reciproco delle azioni indotte dal sisma.

Le analisi sui dati di danneggiamento mostrano che gli edifici presenti nella base dati complessiva, per i quali sono quindi stati presentati progetti di intervento, hanno avuto in larga misura

un danneggiamento di tipo medio-grave, per il 66% circa classificati a livello di danno superiore a L1 (34% in L1, 36% in L2, 25% in L3 e 5 % in L4). Tenuto conto che i dati dell'archivio esaminato sono per poco meno del 50% relativi ad edifici ricadenti in Comuni con Intensità > 6, è da rilevare un danneggiamento superiore a quello suggerito dal dato macrosismico e maggiormente diffuso, che se in parte potrebbe essere stato causato da semplice sovrastima del danno apparente, in realtà trova una valida spiegazione nei livelli di vulnerabilità elevati risultanti dalle stime ottenute attraverso le elaborazioni (valore modale della distribuzione dei valori degli indici di vulnerabilità GNDT pari a 50 e circa l'80% degli edifici con indici >25-30). Nel complesso l'edilizia in muratura esaminata presenta caratteristiche costruttive, fattori di vulnerabilità ed un danneggiamento che evidenziano il prevalere di meccanismi di risposta sismica di tipo locale.

Lo studio dettagliato condotto sul campione ristretto di edifici, affidato ad un gruppo di tecnici professionisti e finalizzato alla rilevazione del danno e l'identificazione dei meccanismi attivati, ha fornito risultati positivi che consentono di validare in generale i riferimenti e le procedure della metodologia (MEDEA) adottata. Le correlazioni prevalenti tra i danneggiamenti rilevati ed i meccanismi associati risultanti dal lavoro di analisi svolto sono risultati coerenti con le caratteristiche costruttive degli edifici. Lo studio sul campione ha anche consentito di realizzare un vero e proprio repertorio illustrativo e dimostrativo, riguardante i caratteri tipologico-costruttivi, la lettura e l'interpretazione del danno attraverso il riconoscimento dei meccanismi caratteristici della risposta sismica delle costruzioni in muratura. Il repertorio rappresenta una significativa rassegna di casi e si offre come uno strumento di riferimento per i tecnici rispetto all'approccio interpretativo per meccanismi di danno. Data la rilevanza dell'analisi dei meccanismi di danno e collasso per la progettazione degli interventi post-sisma ma anche in relazione alle valutazioni della sicurezza sismica degli edifici esistenti e per il loro miglioramento, un lavoro cospicuo della ricerca è stato dedicato allo studio analitico dei meccanismi locali che più frequentemente si riscontrano negli edifici in muratura ed allo sviluppo di strumenti operativi (fogli di calcolo) destinati alle valutazioni numeriche dei moltiplicatori dei carichi che determinano l'attivazione dei cinematismi secondo i criteri dell'analisi limite. La disponibilità di questi strumenti di calcolo favorisce l'esecuzione di analisi alternative, effettuate ipotizzando diversi meccanismi possibili, in relazione all'effettiva organizzazione dell'apparato strutturale e della qualità muraria. Il prodotto finale realizzato consta di schede di facile consultazione che, per ciascun cinematismo, forniscono gli elementi di caratterizzazione e riconoscimento, le espressioni e gli schemi per il calcolo, i criteri per l'applicazione ed i suggerimenti sulle principali tipologie di intervento per contrastare l'attivazione.

Il lavoro di ricerca dedicato agli aspetti tecnico-economici correlati alla definizione ottimale degli interventi è stato sviluppato attraverso l'analisi e le elaborazioni dei dati dei progetti esaminati, la definizione di *interventi tipo,* associati ai vari tipi di meccanismo di danno e collasso, frequentemente adottati nelle attività di riparazione post-sisma degli edifici in muratura, considerati anche in raggruppamenti funzionali al conseguimento di obiettivi combinati di ripristino e miglioramento antisismico. Il modello di valutazione dei costi proposto è infatti indirizzato alla individuazione degli interventi di riparazione e/o prevenzione antisismica che consentono di ottenere un risultato la cui efficacia è valutata attraverso il rapporto tra la riduzione della vulnerabilità conseguito ed il costo economico complessivo relativo. Per conseguire il risultato ottimale esso, infatti, opera mediante le correlazioni definite tra carenze strutturali, meccanismi, tipi di intervento e loro efficacia in termini di riduzione della vulnerabilità ed utilizzando anche criteri guida per la scelta tra le possibili alternative nell'ordine di esecuzione prioritaria degli interventi. La metodologia proposta, sebbene formulata a partire dalla base di dati originata dal processo tecnico amministrativo seguito dalla Regione Marche nell'attività di riparazione post-sisma, costituisce comunque un valido ed utile strumento per le stime economiche connesse alle politiche di programmazione e previsione degli interventi di ripristino dopo terremoto e di riduzione della vulnerabilità degli edifici. Essa da un lato consente di effettuare stime delle risorse da impiegare con sufficiente grado di approssimazione, in maniera speditiva e senza ricorrere ad indagini approfondite e, dall'altro, fornisce indicazioni per l'individuazione della strategia di intervento ottimale per il singolo edificio.

La validità del lavoro di ricerca svolto ha trovato una significativa conferma nell'interesse che ha suscitato la diffusione di alcuni risultati e dei prodotti applicativi in versione sperimentale in occasione delle attività di ricostruzione a seguito del terremoto in Molise e Puglia 2002.

BIBLIOGRAFIA

Università di Trieste, 1976. *Schemi di comportamento degli edifici colpiti dal sisma.* Regione Friuli.

Petrignani A., 1979. *Tecnologia dell'architettura.* De Agostini, Novara.

Foschi M., 1980. *Case di pietra*. Istituto Beni Culturali.

Mastrodicasa S., 1981. *Dissesti statici della struttura edilizia.* Milano,

Pasta A., 1984. *Interventi di restauro in zona sismica.* EDILSTANPA S.r.l., Roma.

De Silvio ed altri, 1985. *Appunti di architettura tecnica - quaderno di studio facoltà ingegneria.* Istituto architettura tecnica, Napoli

Cigni G., 1987. *Il consolidamento murario.* Edizioni Kappa P.zza Borghese n. 6, ROMA.

Giuffrè A., 1988. *Monumenti e terremoti.* Multigrafica editrice, Roma.

Theodosios P. Tassios, 1988. *Meccanica delle murature.* Liguori editrice, Napoli.

Giuffrè A., 1993. *Sicurezza e conservazione dei centri storici. Il caso Ortigia*. Edizioni Laterza, Bari.

De Fez A., 1990. *Il consolidamento negli edifici,* Napoli.

Giuffrè A., 1991. *Letture sulla meccanica delle murature storiche*. Edizioni Kappa, Roma.

CNR-GNDT, 1993. *Rischio sismico di edifici pubblici - Aspetti metodologici*. Tipografia moderna, Bologna.

CNR-GNDT, 1993. *Rilevamento dell'esposizione e vulnerabilità sismica degli edifici. Istruzioni per la compilazione della scheda di I e II livello*. Tipografia moderna, Bologna.

CNR-GNDT, 1994. *Rischio sismico di edifici pubblici. Risultati per la Regione Abruzzo.* Grafiche Marchionne, L'Aquila

Cremonini I., Foschi M., 1993. *Il recupero edilizio in zona sismica*. Regione Emilia Romagna, Bologna.

Grimaz S., Meroni F., Petrini V., Tomasoni R., Zanno.G., 1996. *Il ruolo del danneggiamento del terremoto del Friuli nello studio dei modelli di vulnerabilità sismica degli edifici in muratura. La scienza dei terremoti - Analisi e prospettive dell'esperienza del Friuli - 1976-1996,* Forum Udine.

Regione Lombardia - CNR Istituto di Ricerca sul Rischio Sismico, 1996. *Determinazione del rischio sismico a fini urbanistici in Lombardia.* Milano

Luongo A., Paolone A., 1997. Meccanica delle strutture - Sistemi rigidi ad elasticità concentrata. Masson S.p.A., Milano.

De Sortis A., Di Pasquale G., Nasini U., 1998. *Criteri di calcolo per la progettazione degli interventi, sisma Umbria Marche 1997*. Editrice Sallustiana, Roma.

Gurrieri F., 1999. *Manuale per la riabilitazione e la ricostruzione post-sismica degli edifici - Regione Umbria*. Edizioni DEI tipografia del genio civile, Roma.

Bernardini A., 1999. *Seismic damage to masonry buildings*. A.A. Balkema publishers, Brookfield, Rotterdam.

Lagomarsino S., 1999. *Modelli semplificati per il calcolo della vulnerabilità delle costruzioni storiche e della sicurezza a seguito di interventi di miglioramento sismico*. DISEG, Università di Genova, Genova.

Zuccaro G., Papa F., 1999. *Inspection minutes process for the measurement of the seismic damage* – in Seismic Damage to masonry buildings, edito da A Bernardini, A.A. Balkema publishers, Brookfield, Rotterdam.

Giuffrè A., Carocci C., 1999. *Codice di pratica per la sicurezza e la conservazione del centro storico di Palermo*. Edizioni Laterza Monumenti e terremoti, Bari.

Davanzati M., 1999. *Tesi di laurea in Ingegneria Civile all'Università degli Studi di Perugia, Analisi con il metodo dei macroelementi della vulnerabilità sismica degli edifici a schiera consolidati: il centro storico di Sellano*, Perugia.

Baggio C., Bernardini A., Colozza R., Corazza L., Della Bella M., Di Pasquale G., Dolce M., Goretti

A., Martinelli A., Orsini G., Papa F., Zuccaro G., 2002. *Manuale di istruzioni per la compilazione della "scheda di 1° livello di rilevamento del danno, pronto intervento ed agibilità nell'emergenza post-sismica (AeDES)*, Collana Pubblicazioni Dipartimento della Protezione Civile, Roma.

Bernardini A., Gori R., Muneratti E., Paggiarin C., Parisi O., Zuccaro G., 2000. *Vulnerability and probability of collapse for classes of masonry buildings*, in "The Catania Project: earthquake damage scenarios for high risk area in the Mediterranean" E. Faccioli e V. Pessina (Eds), CNR-GNDT, pp. 146-158. ISBN 88-900449-0-X, Esagrafica ed., Roma.

D'Ayala D., Spence R.J.S., Oliveira C.S., Papa F., Zuccaro G., 2000. *The Performance Of Strengthened Masonry Buildings In Recent European Earthquakes*. Atti del "12° Convegno Mondiale di Ingegneria Sismica" 12WCEE, Auckland.

Doglioni F., 2000. *Codice di pratica (Linee Guida) per la progettazione degli interventi di riparazione,miglioramento sismico e restauro dei beni architettonici danneggiati dal terremoto Umbro-Marchigiano del 1997.* Contratto di ricerca tra Commissario Delegato per la Regione Marche e L'Istituto Universitario di Architettura di Venezia - D.S.A., Bollettino Ufficiale della Regione Marche, 29 Settembre 2000.

Bollettino ufficiale della Regione Marche, ediz. straord. N.15/2000, 2000. *Codice di pratica (linee guida) per la progettazione degli interventi di riparazione, miglioramento sismico e restauro del beni architettonici danneggiati dal terremoto umbro-marchigiano del 1997.* Regione Marche - IUAV, Ancona.

GNDT - Regione Molise, 2001. *Mitigazione del rischio sismico dei centri storici e degli edifici di culto dell'area del Matese nella Regione Molise*. Tip One Group, L'Aquila.

Papa F., Zuccaro G. 2001, 2004. *CD Multimediale MEDEA – Manuale di Esercitazione sul Danno ed Agibilità per edifici ordinari (2001, versione muratura, 2004 versione cemento armato). CAR Progetti srl per* DPC-USSN.

Fabietti W. ed altri, 2001. *Linee guida per la riduzione urbanistica del rischio sismico. Il recupero dei centri storici di Rosarno e Melicucco*. (Progetto promosso dal SSN). INU Edizioni srl, Tip. Atena, Roma.

Borri A., Avorio A., 2002. *Studio sulla vulnerabilità sismica di un centro storico attraverso l'utilizzo di un database georeferenziato.* Regione Umbria, Città di Castello.

Dolce M., Zuccaro G., Papa F., Masi A., 2002. *Remarks On The Seismic Damage In The Recent Earthquakes In Europe*, Elsevier Science Ltd. - 12th European Conference on Earthquake Engineering , Londra.

Zuccaro G., Papa F., 2002. *Multimidial handbook for seismic damage evaluation and post event macroseismic assessment* - 50th Anniversary of the European Seismological Commission (ESC): XXVIII General Assembly. Genova.

Severino M., Di Pasquale G., 2002. *Procedure per la ricostruzione post-sisma: analisi e proposte.* Alinea Editrice, Firenze.

Ingegneria Sismica N. 2 (quadrimestrale Tecnico-Scientifico), 2002. Patron Editore, Bologna.

Bollettino ufficiale della Regione Marche, ediz. straord. N.3/2002. Carocci C., Ceradini V., Cremonini I., Panzetta M., 2002. *Rassegna ragionata dei programmi di recupero post sisma*, Ancona.

Zordan L., Bellicoso A., Bernardinis P., Di Giovanni G.,. Morganti R, 2002. *La tradizione del costruire della casa in pietra: materiali, tecniche, modelli e sperimentazioni* - Università degli studi dell'Aquila. Gruppo Tipografico Editoriale, L'Aquila.

Canti M., Polichetti M.L. 2002. *Il patrimonio culturale dall'emergenza sismica del 1997 al piano di ripristino recupero e restauro - Il caso delle Marche.* Regione Marche e Ministero per i Beni e le Attività Culturali. Silvana Editoriale, Milano.

Avorio A., Borri A., Corradi M., 2003. *Ricerche per la ricostruzione.* Regione dell'Umbria. Edizioni DEI tipografia del genio civile, Roma.

Regolamento Regionale n. 9 del 15 luglio, 2003. *Norme regolamentari di attuazione dell'art. 5 della legge regionale n. 18 del 23 ottobre 2002 – Norme in materia di prevenzione sismica del patrimonio edilizio.* Bollettino Ufficiale della Regione dell'Umbria, Perugia.

Dolce M., Masi A., Zuccaro G., Cacace F., Papa F., Samela L., Santarsiero G., Vona M., 2003. *Rilievo ed analisi sistematica del danneggiamento di S. Giuliano di Puglia. Rapporto* Tecnico GNDT, in stampa. http://gndt.ingv.it, Roma.

Lagomarsino S., Podestà S, Lemme A., Cifani G., 2004. *Linee guida per gli edifici di culto della Regione Molise danneggiati dalla crisi sismica iniziata il 31.10.2002* – Parte prima. Regione Molise, Campobasso.

Lagomarsino S., Podestà S, Lemme A., Cifani G., 2004. *Linee guida per gli edifici di culto della Regione Molise danneggiati dalla crisi sismica iniziata il 31.10.2002* – Parte seconda. Regione Molise, Campobasso.

Papa F., Zuccaro G., 2004. *Un modello di valutazione dell'agibilità post-sismica attraverso la stima dei meccanismi di collasso* - XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Genova

Papa F., Zuccaro G., 2004. *Meccanismi di collasso sotto sisma secondo MEDEA e possibili tecniche di mitigazione – Convegno Nazionale Rischio Sismico, Territorio e Centri Storici*, Sanremo.

Papa F., Zuccaro G., 2004. *Medea: a multimedia and didactic handbook for seismic damage evaluation* - XXIX General Assembly of the European Seismological Commission, Potsdam.

Cifani G., Lemme A., Podestà S., 2005. *Beni monumentali e terremoto – Dall'emergenza alla ricostruzione.* Sisma Molise 2002. DEI tipografia del genio civile, Roma. Tip One Group, L'Aquila.

Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri, 2005. *Norme Tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici - Testo integrato dell'Allegato 2 – Edifici - all'OPCM 3274/2003 come modificato dall'OPCM 3431 del 03/05/2005,* Roma.

ALLEGATI AL CAPITOLO 5

Estratto dal repertorio grafico di 110 progetti contenuti nel campione

Progetto di ricerca: Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura

REGIONE MARCHE - UNIVERSITA' DELL'AQUILA -
DAST UOIG del C.N.R. di L'AQUILA

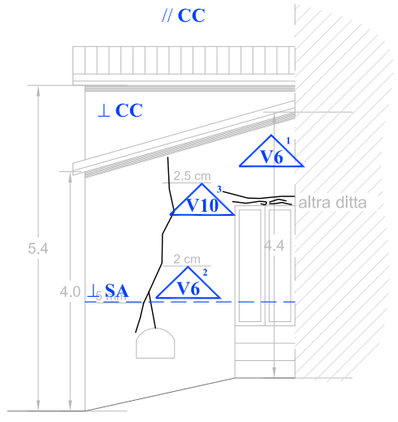
CODICE DEL PROGETTO 1006	CODICE ISTAT 043007	
COMUNE CAMERINO		PROVINCIA MACERATA
N° PAGINE / DI N° 1/1	SCALA METRICA 0 m. 1 m. 2 m. 3 m. 4 m.	

PIANTA PIANO TERRA

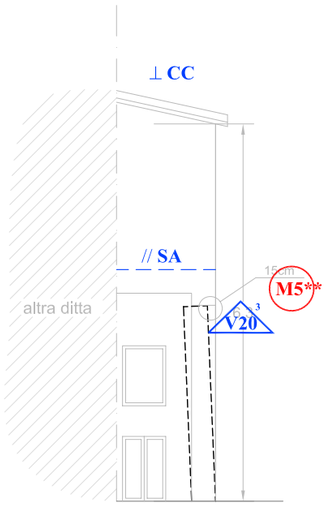
PIANTA PIANO PRIMO

SIMBOLOGIA DEGRADO E DISSESTO (solo in pianta)	
	lesione isolata (5)
	lesione diffusa (5)
	lesione a croce (5)
FP cm	strapiombo muratura soprastante -se Interno+se esterno (in pianta se al P.T.)
	schiacciamento
	crollo
	lesione di architrave
	area di cedimento delle fondazioni
	umidità
	orditura di solaio inflessa
	orditura di solaio molto fatiscente
	orditura di solaio sfilata dagli appoggi
	distacco delle superfici di protezione
	distacco delle strutture verticali da quelle orizzontali.

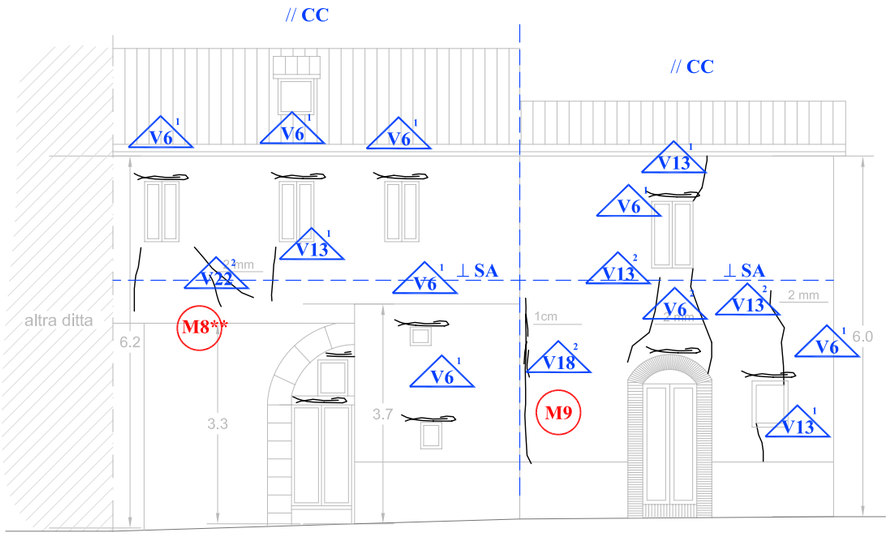
*Il rilievo ed il danno delle strutture orizzontali si riferiscono al solaio sovrastante rispetto al piano rappresentato
** La porzione di edificio in cui si verifica il meccanismo è costituita da un corpo addossato che insiste su un pilastro. Il meccanismo è dovuto al cedimento del pilastro ed alla rotazione verso l'esterno dello stesso.



PROSPETTO NORD

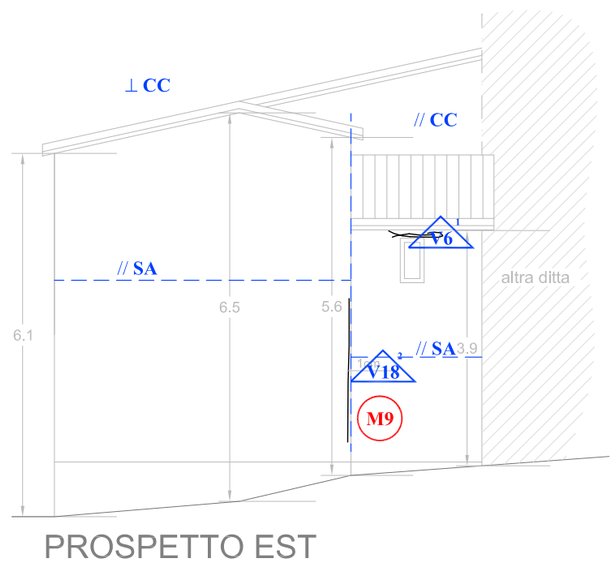


PROSPETTO OVEST



PROSPETTO SUD

// MA



PROSPETTO EST

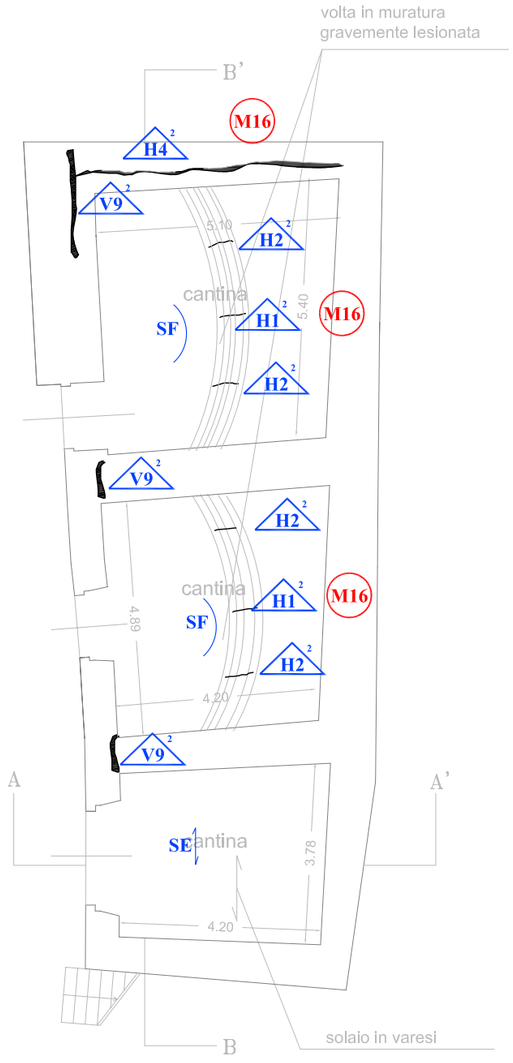
0 m. 1 m. 2 m. 3 m. 4 m.

Progetto di ricerca: Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di Intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura

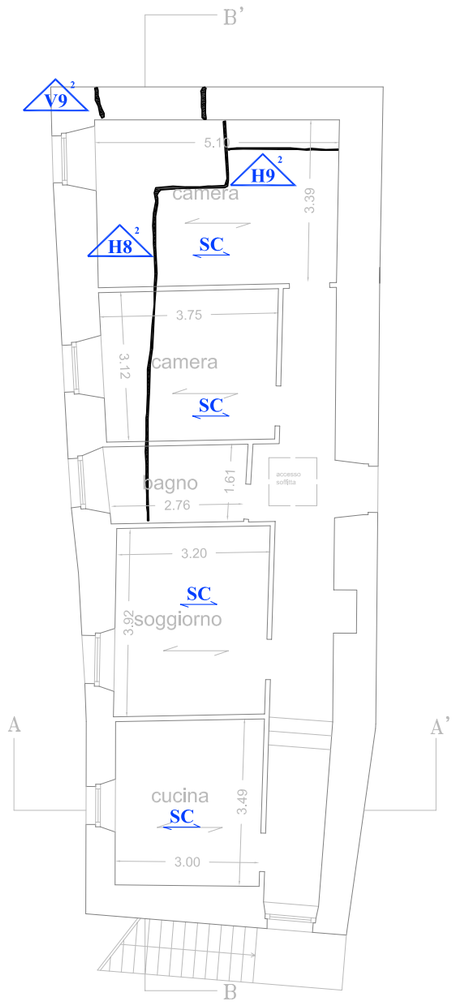
REGIONE MARCHE - UNIVERSITA' DELL'AQUILA -
DAST UOIG del C.N.R. di L'AQUILA

CODICE DEL PROGETTO 9140	CODICE ISTAT 043027	
COMUNE	MONTE CAVALLO	PROVINCIA MACERATA
N° PAGINE / DI N° 1/2	SCALA METRICA 0 m. 1 m. 2 m. 3 m. 4 m.	

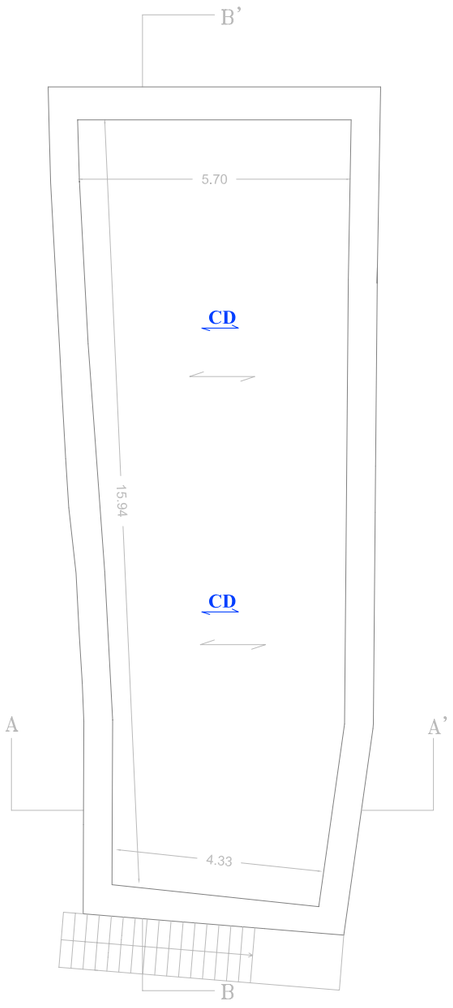
*Il rilievo ed il danno delle strutture orizzontali si riferiscono al solaio sovrastante rispetto al piano rappresentato



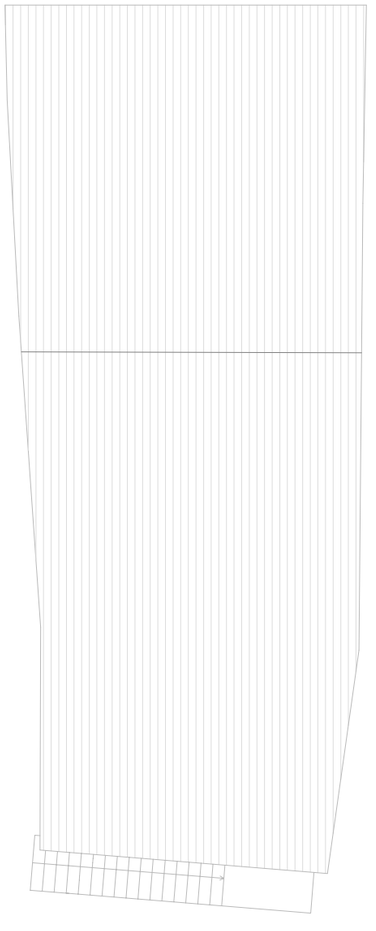
PIANTA PIANO TERRA



PIANTA PIANO PRIMO



PIANTA SOFFITTATURA



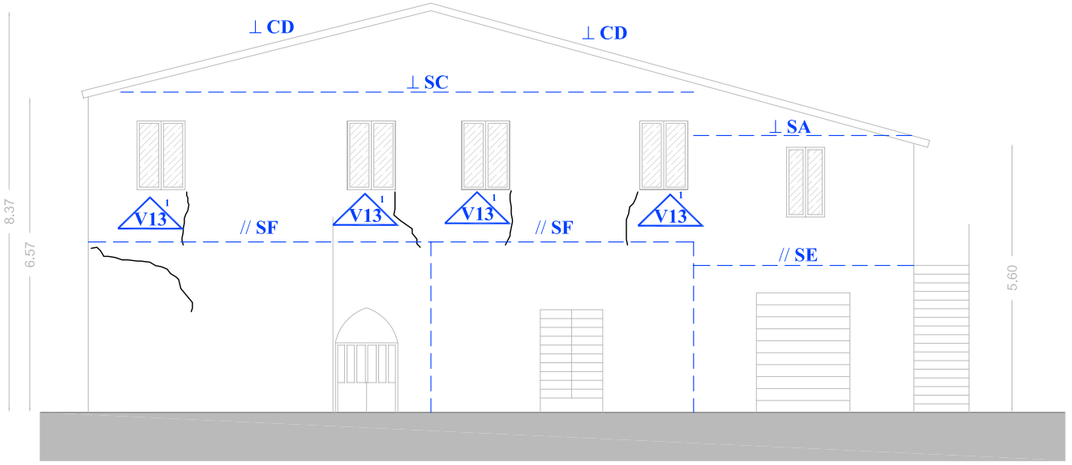
PIANTA COPERTURA

0 m. 1 m. 2 m. 3 m. 4 m.

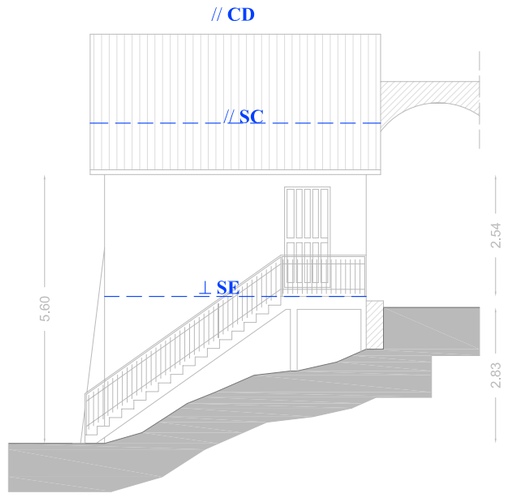
Progetto di ricerca: Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura

REGIONE MARCHE - UNIVERSITA' DELL'AQUILA - DAST UOIG del C.N.R. di L'AQUILA

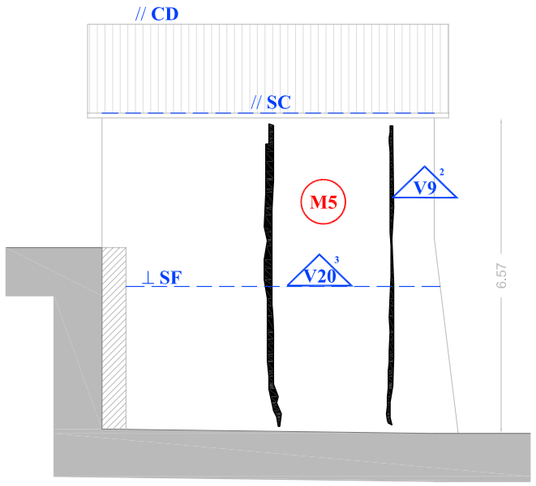
CODICE DEL PROGETTO 9140	CODICE ISTAT 043027	
COMUNE MONTE CAVALLO	PROVINCIA MACERATA	
N° PAGINE / DI N° 2/2	SCALA METRICA 0 m. 1 m. 2 m. 3 m. 4 m.	



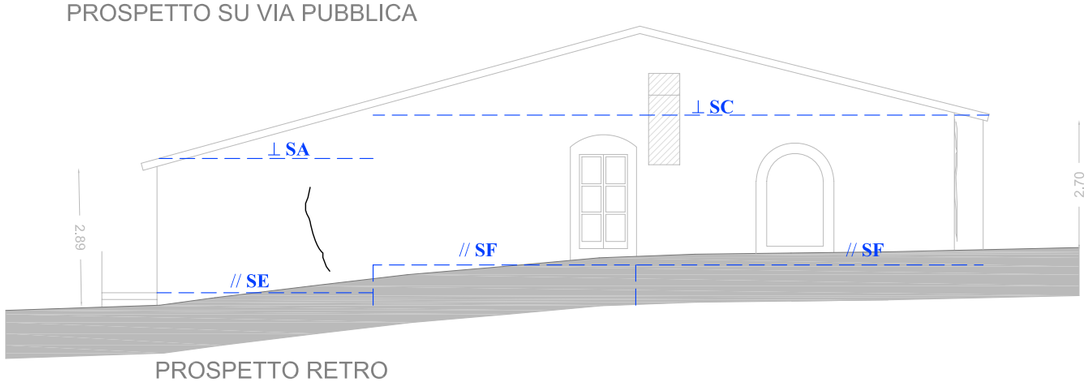
PROSPETTO SU VIA PUBBLICA



PROSPETTO LATERALE SU INGRESSO

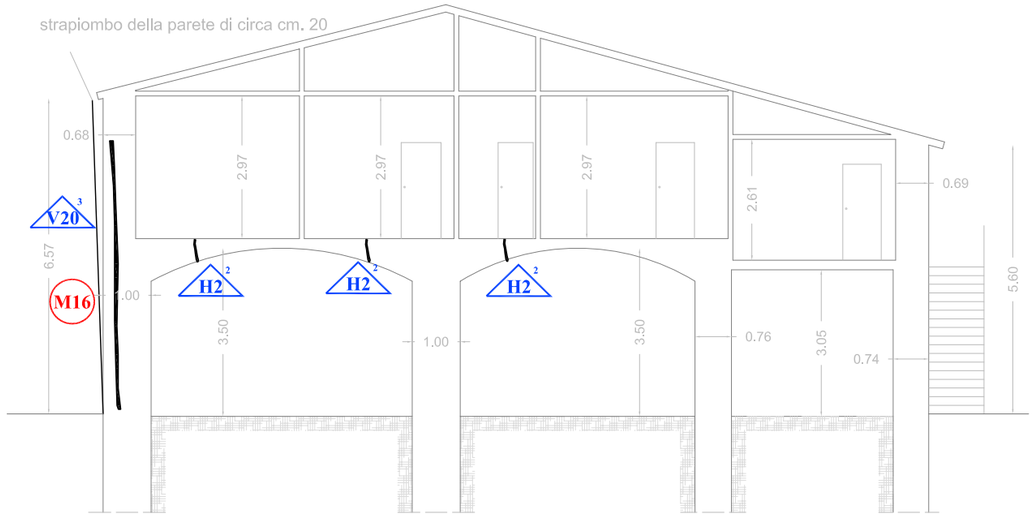


PROSPETTO LATERALE SINISTRO



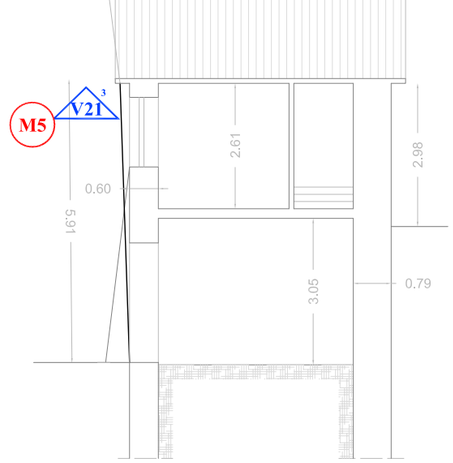
PROSPETTO RETRO

strapiombo della parete di circa cm. 20



SEZIONE B-B'

strapiombo della parete di circa cm. 20



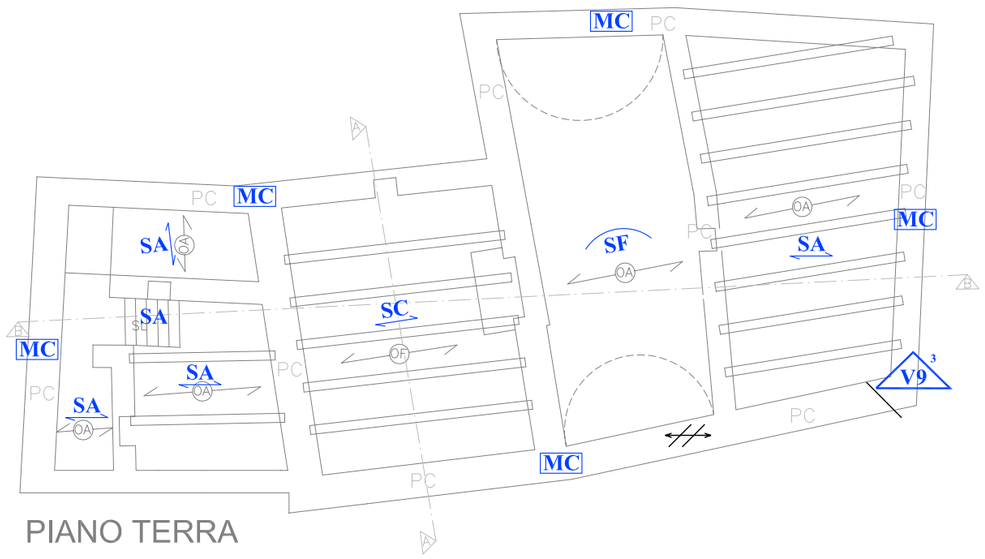
SEZIONE A-A'

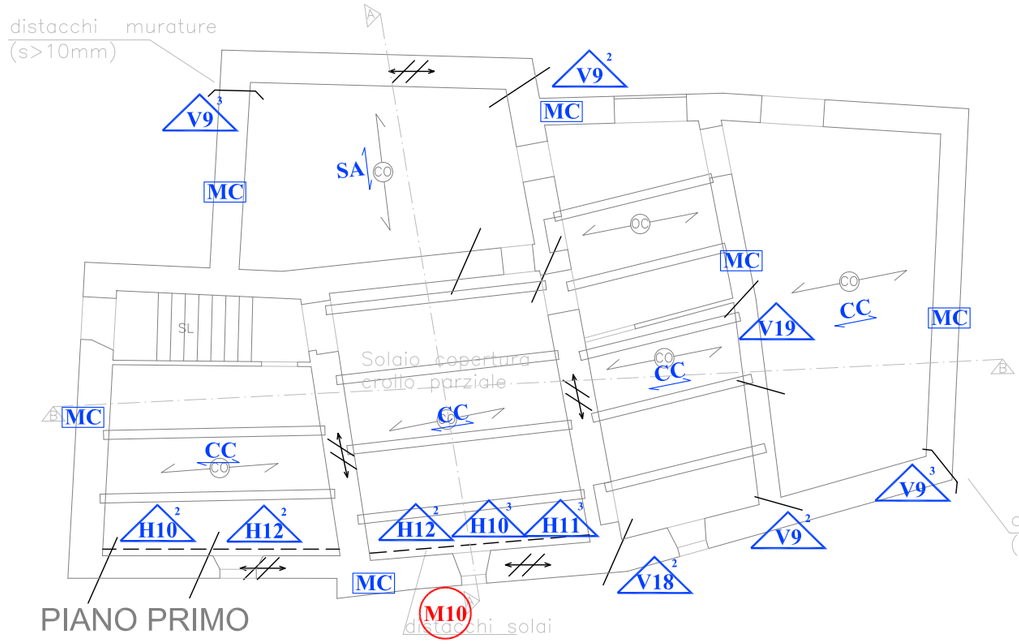
0 m. 1 m. 2 m. 3 m. 4 m.

Progetto di ricerca: Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di Intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura

REGIONE MARCHE - UNIVERSITA' DELL'AQUILA -
DAST UOIG del C.N.R. di L'AQUILA

CODICE DEL PROGETTO	7692	CODICE ISTAT	043039
COMUNE	PIEVETORINA	PROVINCIA	MACERATA
N° PAGINE / DI N°	1/2	SCALA METRICA	0 m. 1 m. 2 m. 3 m. 4 m.





TIPOLOGIA LESIONI

- lesioni diffuse
- lesioni passanti
- distacchi murature
- distacchi solai

TIPOLOGIA STRUTTURALE

STRUTTURE ORIZZONTALI (O)

OA = legno
OF = Ferro e laterizio
OB = Volta a Botte
OP = Volta a Padiglione
OC = travi C.A. e laterizi

COPERTURE (C)

CO = legno a travi orizzontali

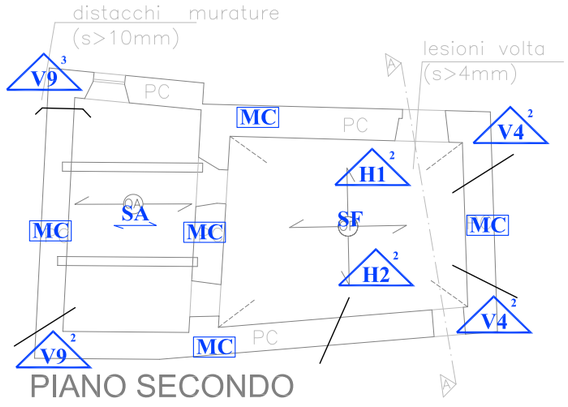
STRUTTURE VERTICALI (P)

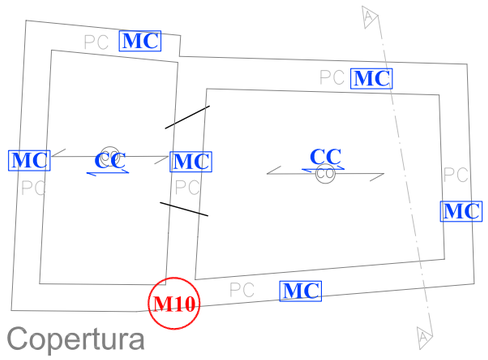
PC = Muratura in Pietra

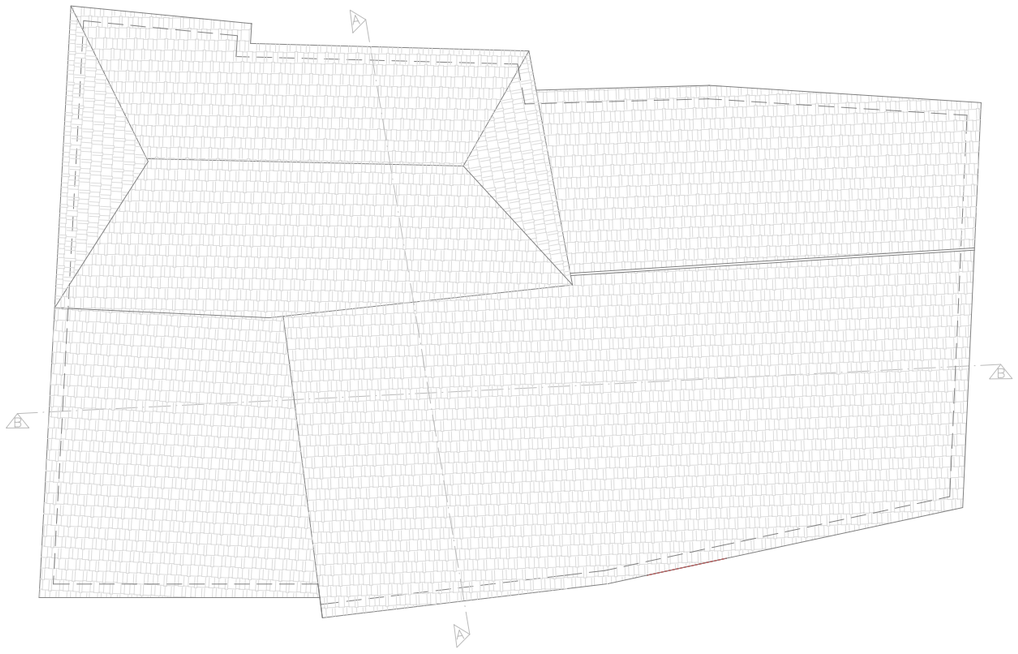
SCALE (S)

SL = Scala in Legno

*Il rilievo ed il danno delle strutture orizzontali si riferiscono al solaio sovrastante rispetto al piano rappresentato





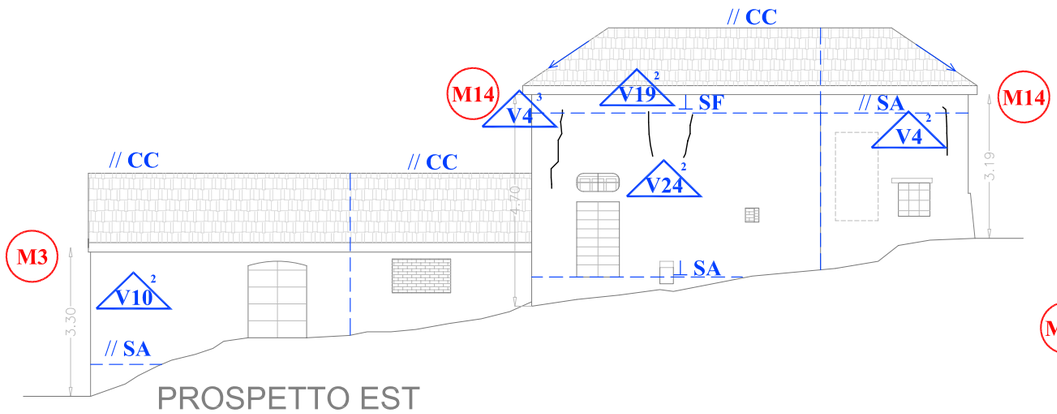


0 m. 1 m. 2 m. 3 m. 4 m.

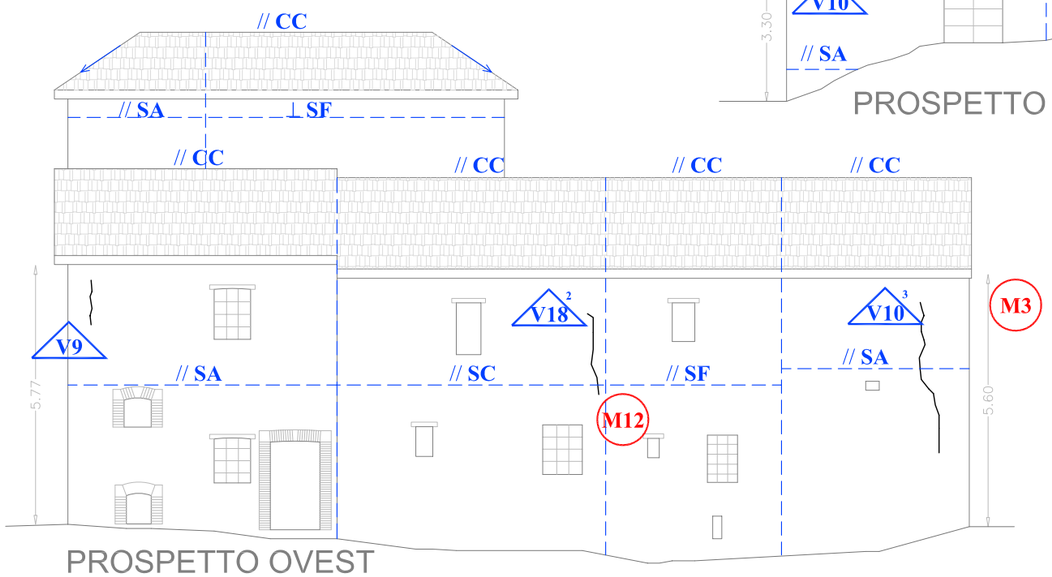
Progetto di ricerca: Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di Intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura

REGIONE MARCHE - UNIVERSITA' DELL'AQUILA -
DAST UOIG del C.N.R. di L'AQUILA

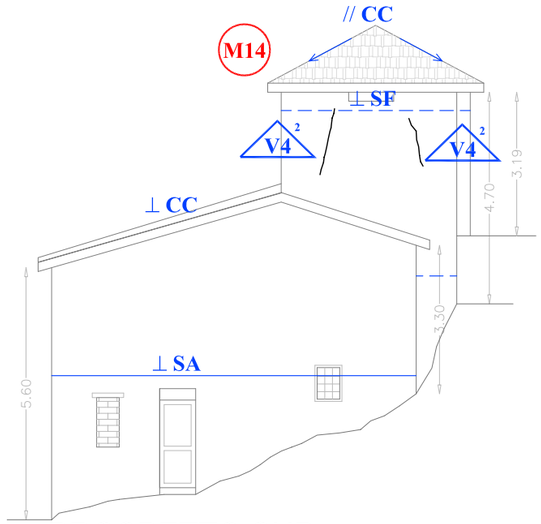
CODICE DEL PROGETTO 7692	CODICE ISTAT 043039	
COMUNE PIEVETORINA		PROVINCIA MACERATA
N° PAGINE / DI N° 2/2	SCALA METRICA 0 m. 1 m. 2 m. 3 m. 4 m.	



PROSPETTO EST



PROSPETTO OVEST



PROSPETTO SUD

TIPOLOGIA LESIONI

lesioni diffuse

lesioni passanti

distacchi murature

distacchi solai

TIPOLOGIA STRUTTURALE

STRUTTURE ORIZZONTALI (O)

OA = legno
OF = Ferro e laterizio
OB = Volta a Botte
OP = Volta a Padiglione
OC = travi C.A. e laterizi

COPERTURE (C)

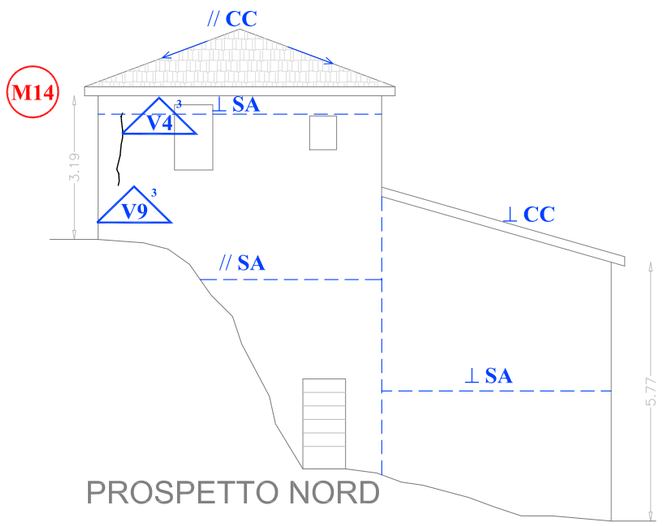
CO = legno a travi orizzontali

STRUTTURE VERTICALI (P)

PC = Muratura in Pietra

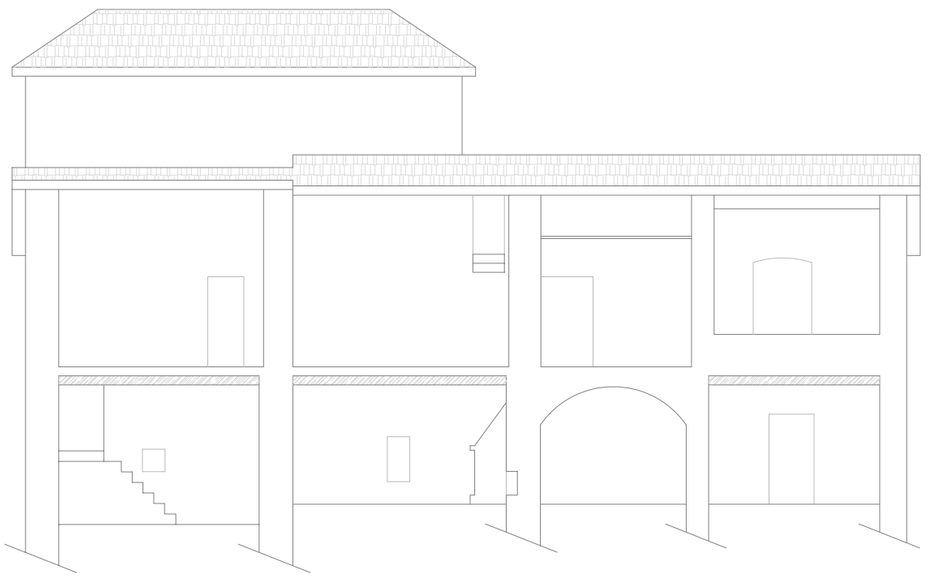
SCALE (S)

SL = Scala in Legno



PROSPETTO NORD

SEZIONE A-A



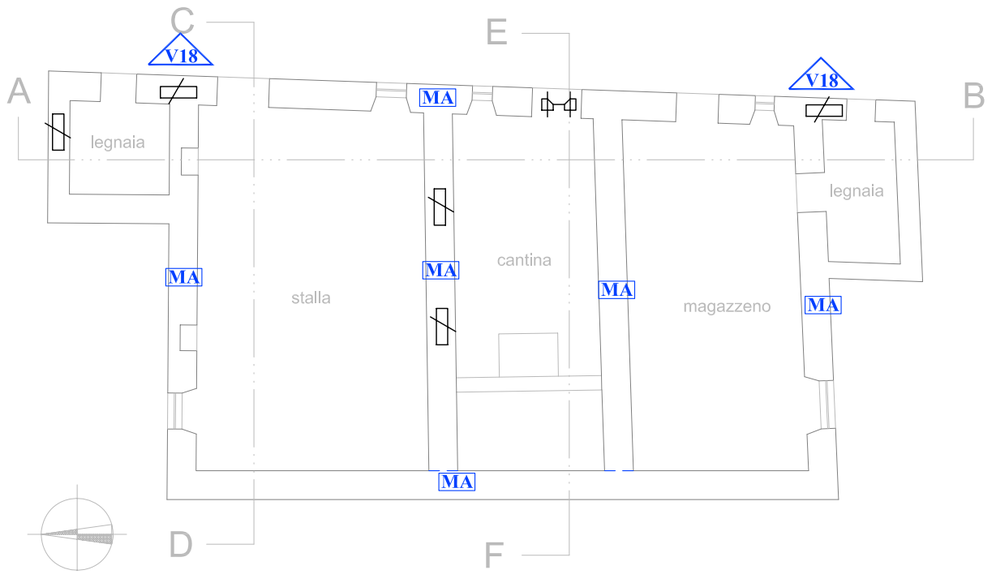
SEZIONE B-B

0 m. 1 m. 2 m. 3 m. 4 m.

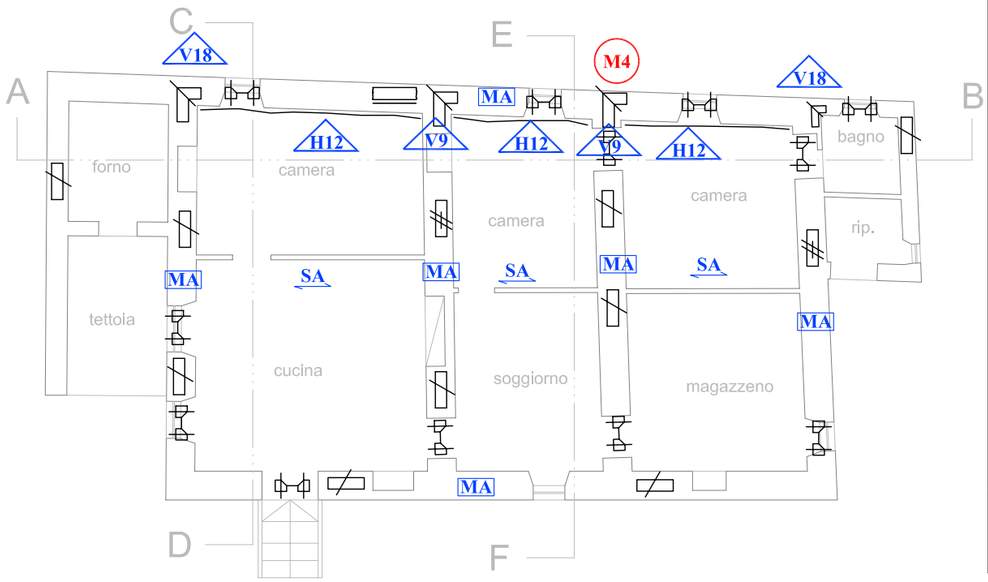
Progetto di ricerca: Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di Intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura

REGIONE MARCHE - UNIVERSITA' DELL'AQUILA -
DAST UOIG del C.N.R. di L'AQUILA

CODICE DEL PROGETTO	29591	CODICE ISTAT	043034
COMUNE	MUCCIA	PROVINCIA	MACERATA
N° PAGINE / DI N°	1/2	SCALA METRICA	0 m. 1 m. 2 m. 3 m. 4 m.



PIANO SEMINTERRATO

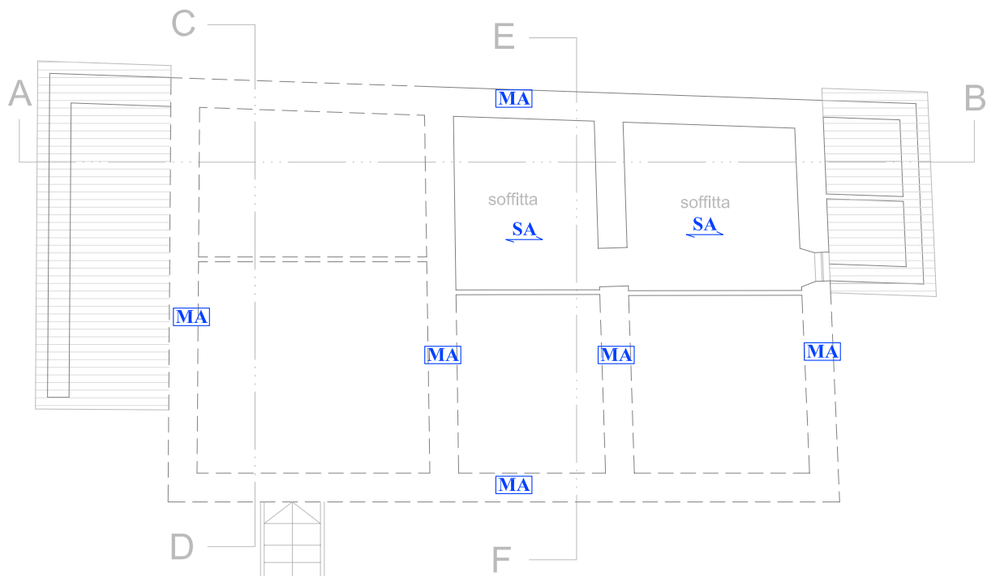


PIANO TERRA

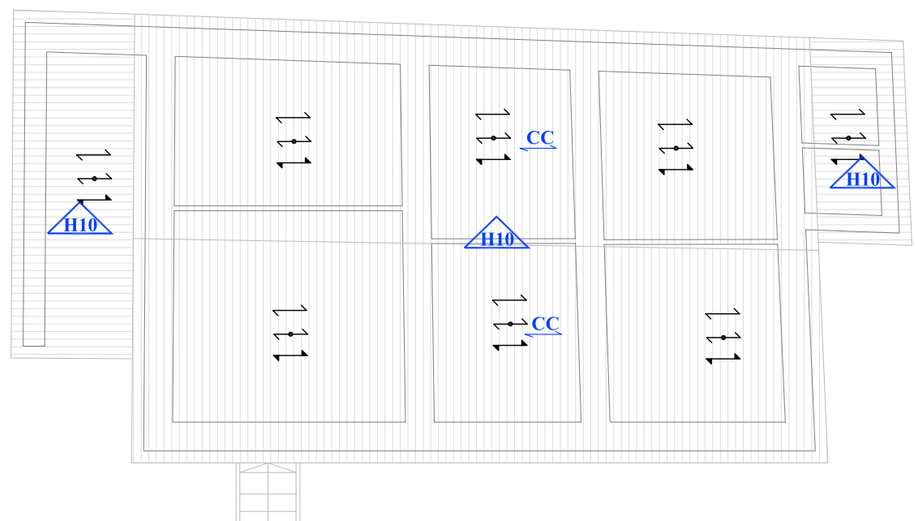
DEGRADO E DISSESTO IN PIANTA (simbologia)

- Isolata
- diffusa
- a croce
- cantonale
- martello
- incrocio
- strapiombo
- crollo
- architrave
- orditura di solaio sfilata dagli appoggi
- orditura di solaio inflessa
- orditura di solaio molto fatiscente
- schiacciamento
- area di cedimento delle fondazioni
- umidità
- distacco delle superfici di protezione
- n° vista fotografica

L.P.M. __ mm. lesione passante sulla muratura
L.P.S. __ mm. lesione passante sul solaio
L.S.M. __ mm. lesione di schiacciamento sulla muratura



PIANTA SOFFITTA



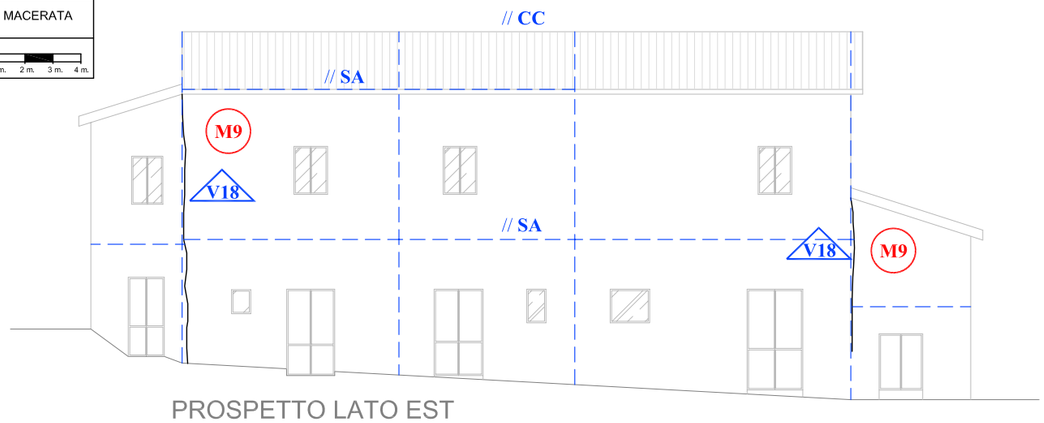
PIANTA DELLA COPERTURA

0 m. 1 m. 2 m. 3 m. 4 m.

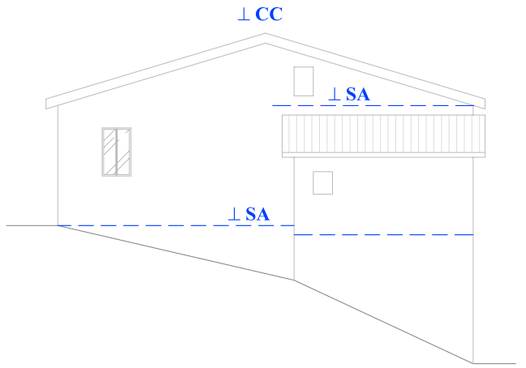
Progetto di ricerca: Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di Intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura

REGIONE MARCHE - UNIVERSITA' DELL'AQUILA -
DAST UOIG del C.N.R. di L'AQUILA

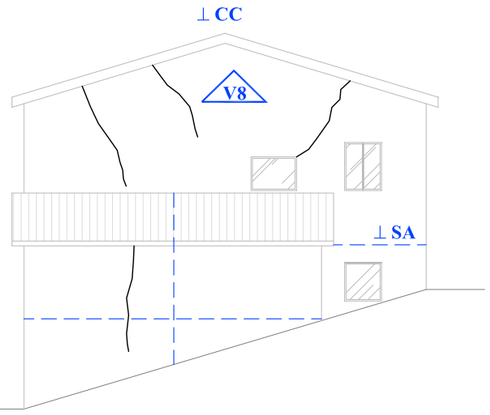
CODICE DEL PROGETTO	29591	CODICE ISTAT	043034
COMUNE	MUCCIA	PROVINCIA	MACERATA
N° PAGINE / DI N°	2/2	SCALA METRICA	0 m. 1 m. 2 m. 3 m. 4 m.



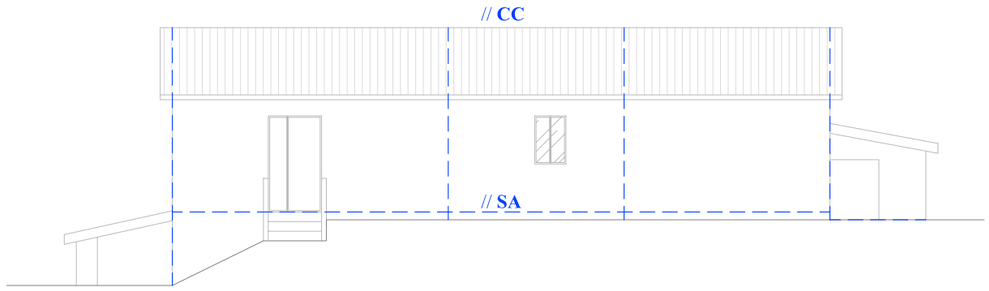
PROSPETTO LATO EST



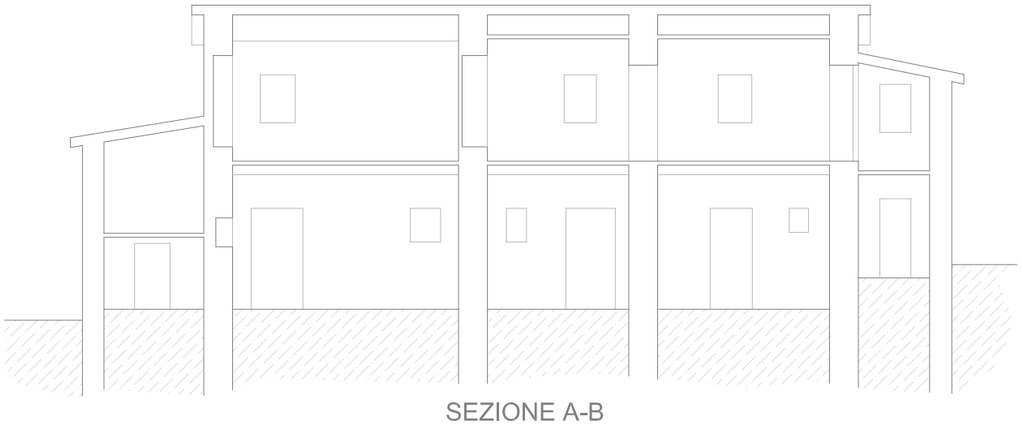
PROSPETTO LATO SUD



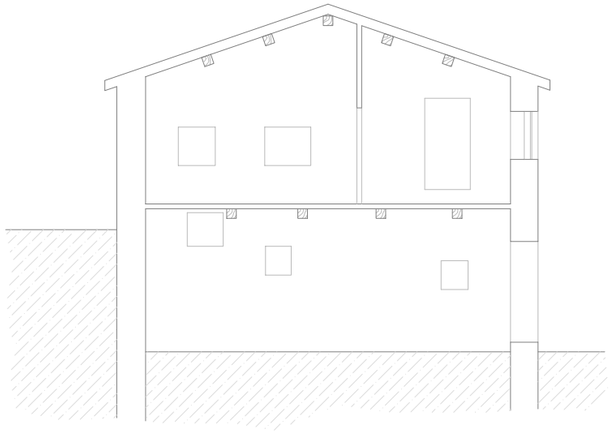
PROSPETTO LATO NORD



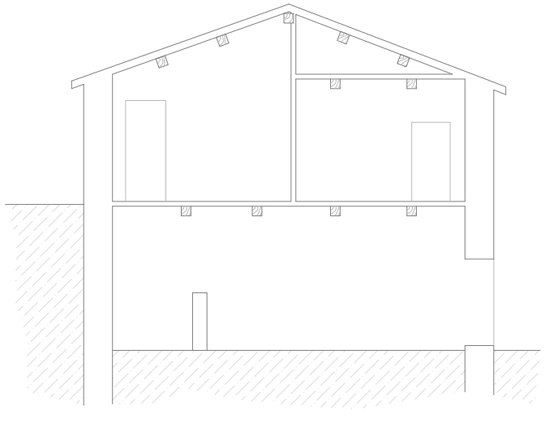
PROSPETTO LATO OVEST



SEZIONE A-B



SEZIONE C-D



SEZIONE E-F

DEGRADO E DISSESTO IN PIANTA (simbologia)

	Isolata
	diffusa
	a croce
	cantonale
	martello
	incrocio
	strapiombo
	crollo
	architrave
	orditura di solaio sfilata dagli appoggi
	orditura di solaio inflessa
	orditura di solaio molto fatiscente
	schiacciamento
	area di cedimento delle fondazioni
	umidità
	distacco delle superfici di protezione
n°	vista fotografica

L.P.M. __ mm. lesione passante sulla muratura
L.P.S. __ mm. lesione passante sul solaio
L.S.M. __ mm. lesione di schiacciamento sulla muratura

Finito di stampare
nel mese di settembre 2007
dalla Tipografia Grafiche Scarponi s.r.l.
Via Pergolesi, 15 - 60027 OSIMO (AN)