



REGIONE MOLISE
IL PRESIDENTE DELLA REGIONE MOLISE COMMISSARIO DELEGATO
(Legge del 27 Dicembre 2002 n.286)

Decreto n. 76 del 3 agosto 2005
**Protocollo di Progettazione per la Realizzazione degli Interventi di Ricostruzione
Post-Sisma sugli Edifici Privati**

Decreto n.10 del 25 gennaio 2006
**Approvazione “Protocollo di Progettazione per gli Interventi su Immobili Privati per la Ricostruzione
Post-Sisma redatti in attuazione della Direttiva Tecnica del C.T.S.
approvata con Decreto Commissariale n. 35/2005”**

PARTE I – EDIFICI IN MURATURA

Definizione di Modelli per l'Analisi Strutturale degli Edifici in Muratura
**Analisi dei Meccanismi Locali di Collasso in
Edifici Esistenti in Muratura**

Estratto da:
*“Repertorio dei Meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi
negli edifici in muratura”*
*Ricerca svolta nell’ambito di una Convenzione tra Regione Marche, Università degli
Studi dell’Aquila e CNR-ITC*

ALLEGATO

3G

Gennaio 2006

*I documenti del protocollo di progettazione sono disponibili sul sito della Regione Molise
www.regione.molise.it/sis nelle sezioni notizie ed eventi e ricostruzione.*

A cura di

Ing. Claudio Pasquale

Ing. Alberto Lemme

Redatto da :

Prof. Ing. Giovanni Beolchini – DISAT – Università L'Aquila

Ing. Lucia Milano – Collaboratore CNT-ITC – L'Aquila

Ing. Elena Antonacci - Disat – Università L'Aquila

Collaborazione

Ing. Antono Martinelli – CNR-ITC – L'Aquila

Ing. Antonio Mannella – Collaboratore CNR-ITC – L'Aquila

Supervisione scientifica

Regione Molise - Comitato Tecnico Scientifico – D.C. n.19 del 12.6.2003



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



CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE
Istituto per la Tecnologia delle Costruzioni
Sede di L'Aquila

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

(DECRETO DEL COMMISSARIO DELEGATO PER GLI INTERVENTI DI PROTEZIONE CIVILE N. 28 DEL 10 APRILE 2002)

Estratto dal

VOLUME SECONDO

Marzo 2005

Uso e citazione di questo volume:

Ne è vietato lo sfruttamento commerciale.

L'uso è consentito a condizione che ne venga citata correttamente la fonte.

Per le citazioni si raccomanda di utilizzare la seguente dicitura:

Beolchini G. C., Milano L., Antonacci E. (A cura di). *Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura – Definizione di modelli per l'analisi strutturale degli edifici in muratura*, Volume II – Parte 1^a. Convenzione di Ricerca con la Regione Marche; Consiglio Nazionale delle Ricerche – Istituto per la Tecnologia delle Costruzioni – Sede di L'Aquila; Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, delle Acque e del Terreno (DISAT) – Università degli Studi di L'Aquila. L'Aquila, 2005.

© Regione Marche

Consiglio Nazionale delle Ricerche - Istituto per la Tecnologia delle Costruzioni - Sede di L'Aquila
Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, delle Acque e del Terreno (DISAT) - Università degli
Studi di L'Aquila - Facoltà di Ingegneria, Montelucio di Roio

Marzo 2005

Responsabile del Progetto, coordinatore generale della ricerca

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

Coordinatore della Ricerca sui Meccanismi di danno

Giandomenico Cifani, *CNR DAST UOIG Consiglio Nazionale delle Ricerche, Dipartimento Attività
Scientifiche e Tecnologiche, Unità Operativa Ingegneristico Geologica, L'Aquila*

Coordinatore della Ricerca sui Costi degli Interventi

Giorgio Girotti Pucci, *Regione Marche*

Gruppo di coordinamento

Università degli Studi di L'Aquila: Giovanni Beolchini
Regione Marche: Giorgio Girotti Pucci, Silvia Catalino, Cesare Spuri
CNR DAST UOIG: Giandomenico Cifani, Aurelio Petracca, Livio Corazza, Antonio Martinelli

Referente scientifico

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

Collaborazioni CNR DAST UOIG

Gabriele Petrucci
Carlo Mutignani
Giovanni Cialone
Sandro D'Alessandro
Domenico Lazzaro

Collaborazioni Regione Marche

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

Collaborazioni Facoltà Ingegneria Università di L'Aquila

Elena Antonacci

Collaborazioni esterne

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



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

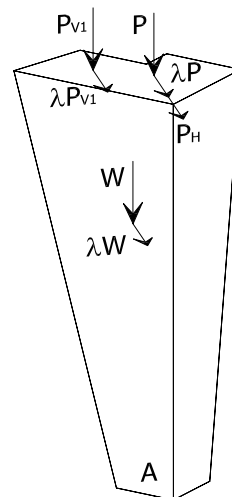


CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE
Istituto per la Tecnologia delle Costruzioni
Sede di L'Aquila

Volume II - Parte 1^a

DEFINIZIONE DI MODELLI PER L'ANALISI STRUTTURALE DEGLI EDIFICI IN MURATURA

*ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO
IN EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA*



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

INDICE

<i>Premessa</i>	6
1 ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO IN EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA	7
1.1 INTRODUZIONE	7
1.2 ANALISI CINEMATICA LINEARE	8
1.3 DESCRIZIONE DEI MECCANISMI DI COLLASSO FUORI DAL PIANO	9
1.3.1 <i>Meccanismi di ribaltamento semplice</i>	9
1.3.2 <i>Meccanismi di flessione verticale</i>	10
1.3.3 <i>Meccanismi di flessione orizzontale</i>	11
1.3.4 <i>Meccanismi di ribaltamento composto</i>	13
2 MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE	15
2.1 RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA	15
2.1.1 <i>Cinematismo di ribaltamento semplice di parete monolitica ad un piano</i>	15
2.1.2 <i>Cinematismo di ribaltamento semplice di parete monolitica a più piani</i>	17
2.2 RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE A DOPPIA CORTINA	18
2.2.1 <i>Cinematismo di ribaltamento semplice di parete a doppia cortina coinvolgente uno o più piani dell'edificio</i>	18
2.3 ESEMPI APPLICATIVI	20
2.3.1 <i>Ribaltamento semplice di parete a due piani monolitica</i>	20
2.3.2 <i>Ribaltamento semplice di parete a due piani a doppia cortina</i>	21
3 MECCANISMI DI FLESSIONE VERTICALE	23
3.1 FLESSIONE VERTICALE DI PARETE MONOLITICA	23
3.1.1 <i>Cinematismo di flessione verticale di parete monolitica ad un piano</i>	23
3.1.2 <i>Cinematismo di flessione verticale di parete monolitica a due piani</i>	26
3.1.3 <i>Cinematismo di flessione verticale di parete monolitica a tre piani</i>	28

3.2	FLESSIONE VERTICALE DI PARETE A DOPPIA CORTINA	30
3.2.1	<i>Cinematismo di flessione verticale di parete a doppia cortina ad un piano</i>	30
3.2.2	<i>Cinematismo di flessione verticale di parete a doppia cortina a due piani</i>	32
3.3	ESEMPI APPLICATIVI	33
3.3.1	<i>Flessione verticale di parete ad un piano monolitica</i>	33
3.3.2	<i>Flessione verticale di parete a due piani monolitica</i>	34
3.3.3	<i>Flessione verticale di parete ad un piano a doppia cortina</i>	35
4	MECCANISMI DI FLESSIONE ORIZZONTALE	36
4.1	FLESSIONE ORIZZONTALE DI PARETE MONOLITICA	36
4.1.1	<i>Cinematismo di flessione orizzontale di parete monolitica non confinata</i>	37
4.1.2	<i>Cinematismo di flessione orizzontale di parete monolitica efficacemente confinata</i>	40
4.2	FLESSIONE ORIZZONTALE DI PARETE A DOPPIA CORTINA	42
4.2.1	<i>Cinematismo di flessione orizzontale di parete a doppia cortina non confinata</i>	42
4.2.2	<i>Cinematismo di flessione orizzontale di parete a doppia cortina efficacemente confinata</i>	43
4.3	MECCANISMO DI SFONDAMENTO DELLA PARETE DEL TIMPANO	44
4.4	ESEMPI APPLICATIVI	48
4.4.1	<i>Flessione orizzontale di parete monolitica non confinata</i>	48
4.4.2	<i>Flessione orizzontale di parete efficacemente confinata</i>	49
4.4.3	<i>Meccanismo di sfondamento della parete del timpano</i>	50
5	MECCANISMI DI RIBALTAMENTO COMPOSTO	52
5.1	RIBALTAMENTO COMPOSTO DI CUNEO DIAGONALE	52
5.1.1	<i>Cinematismo di ribaltamento composto di cuneo diagonale ad un piano</i>	53
5.1.2	<i>Cinematismo di ribaltamento composto di cuneo diagonale coinvolgente più piani</i>	55
5.2	RIBALTAMENTO COMPOSTO DI CUNEO A DOPPIA DIAGONALE	56
5.2.1	<i>Cinematismo di ribaltamento composto di cuneo a doppia diagonale ad un piano</i>	56
5.2.2	<i>Cinematismo di ribaltamento composto di cuneo a doppia diagonale coinvolgente più piani dell'edificio</i>	57
5.3	MECCANISMO DI RIBALTAMENTO DEL CANTONALE	59

5.4	ESEMPI APPLICATIVI	61
5.4.1	<i>Ribaltamento composto di parete con trascinamento di un cuneo diagonale</i>	61
5.4.2	<i>Ribaltamento composto di parete con trascinamento di un cuneo a doppia diagonale</i>	62
5.4.3	<i>Meccanismo di ribaltamento del cantonale</i>	64
6	CONCLUSIONI	66
	<i>Riferimenti bibliografici</i>	67
	APPENDICE – Applicativi per la valutazione del coefficiente sismico λ con riferimento ai diversi meccanismi di collasso esaminati	68
	ALLEGATI – Applicazione dei modelli proposti agli edifici rilevati nell'ambito della convenzione	70
A.1	<i>Edificio 1 (Codice del progetto: 17005)</i>	70
A.2	<i>Edificio 2 (Codice del progetto: 9140)</i>	73
A.3	<i>Edificio 3 (Codice del progetto: 29591)</i>	76
A.4	<i>Edificio 4 (Codice del progetto: 7692)</i>	80
A.5	<i>Edificio 5 (Codice del progetto: 1006)</i>	84

PREMESSA

In questo rapporto vengono illustrati i risultati dell'attività svolta per la classificazione e la definizione di modelli per l'analisi degli edifici ordinari in muratura.

L'analisi del comportamento sismico degli edifici esistenti è caratterizzata da significativi margini di incertezza che dipendono dal livello di conoscenza delle caratteristiche meccaniche dei materiali e, soprattutto, dell'effettiva organizzazione delle strutture.

I numerosi e sofisticati codici di calcolo oggi disponibili 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 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.

Un altro elemento che rende poco utile l'utilizzo di codici sofisticati è la complicazione intrinseca degli edifici dei centri storici. I codici tipo POR, che per anni sono stati l'unico strumento per l'analisi di strutture murarie, sono stati pensati per edifici tozzi ed isolati, con solai sufficientemente rigidi. La situazione edilizia riscontrabile nell'Italia Centrale è ben diversa: gli edifici sono aggregazioni di moduli strutturali costruiti in epoche diverse, con modalità di connessione non sempre chiaramente individuabili. L'efficacia dei codici agli elementi finiti è da considerare valida solo per analisi di oggetti specifici, con organizzazione strutturale relativamente semplice; l'efficacia deve essere comunque certificata da una adeguata analisi di sensitività che non può essere proposta in modo sistematico per gli usi professionali correnti.

Si è perciò deciso di fissare l'attenzione sull'approccio basato sui meccanismi locali di collasso, che sono già stati descritti in numerosi studi precedenti, a partire da Giuffrè, 1993, fino ai più recenti redatti a valle del terremoto Umbro-Marchigiano del 1997: Gurrieri (a cura di), 1999; Doglioni (dir. della ricerca), 2000; Avorio & Borri, 2002; Avorio et al., 2003 per citarne solo alcuni.

Alcuni dei meccanismi già descritti nei lavori citati sono stati qui rielaborati raffinando, ove necessario, la descrizione del modello: ciò ha consentito di tenere in debito conto situazioni rilevate sugli edifici che sono stati oggetto della ricerca. I criteri dell'analisi limite dell'equilibrio sono stati impiegati nel rispetto delle indicazioni fornite nella OPCM, 2004, che si avvia a diventare lo strumento di riferimento per la valutazione della sicurezza degli edifici esistenti.

Il rapporto è completato dall'analisi di cinque casi tipici, scelti tra quelli utilizzati per lo studio e per i quali è stata effettuata una accurata catalogazione con lo scopo di associare danni rilevati e organizzazione strutturale. L'esame degli esempi consente una miglior comprensione delle modalità di applicazione delle procedure proposte.

1 ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO IN EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA

1.1 INTRODUZIONE

I danni rilevati sulle strutture murarie dopo gli eventi sismici mostrano che il sisma tende a selezionare le parti strutturali e le soluzioni tecnologiche più deboli: l'analisi dell'organizzazione strutturale attuale consente così di prevedere i possibili danni o collassi futuri. A differenza di quanto avviene negli edifici con strutture a telaio, la carenza o la mancanza di connessione tra gli elementi strutturali delle costruzioni in muratura realizzate in assenza di norme specifiche permettono il verificarsi di collassi parziali; in generale il crollo della struttura muraria avviene per perdita dell'equilibrio di porzioni di essa. Per questo motivo, la valutazione della sicurezza degli edifici in muratura esistenti va eseguita, oltre che con riferimento al comportamento sismico globale, anche considerando i possibili meccanismi locali di collasso. Questo approccio richiede una osservazione accurata delle caratteristiche costruttive degli edifici da analizzare, per procedere ad una affidabile modellazione strutturale.

Spesso gli edifici dei centri storici sono realizzati in aggregato ed hanno subito trasformazioni successive nel tempo tali da rendere incerta ed inadeguata una analisi condotta in termini di risposta globale. In tali edifici è necessario ricercare la presenza degli elementi caratteristici di vulnerabilità legati: alla qualità della connessione tra le pareti murarie e gli orizzontamenti; alla qualità e alla tessitura muraria; alle interazioni con gli altri elementi della costruzione e con gli edifici adiacenti. E' così possibile ipotizzare, sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, i meccanismi locali ritenuti significativi. La presenza di quadri fessurativi e di dissesti prodotti dai terremoti passati fornisce una efficace indicazione per una corretta previsione degli incipienti meccanismi di collasso.

Individuati tali meccanismi, occorre poi definire uno o più modelli di analisi per valutare l'entità dell'azione sismica che ne determina l'attivazione provocando il collasso della costruzione. L'analisi è rivolta alla quantificazione del coefficiente sismico λ , moltiplicatore dei carichi orizzontali agenti sugli elementi strutturali, che attiva il cinematismo in questione.

A tal fine è possibile considerare le strutture murarie come costituite da corpi rigidi, i *macroelementi* coinvolti nei cinematismi; la valutazione delle condizioni di equilibrio limite sotto l'azione del sisma è condotta trascurando la resistenza a trazione della muratura. I valori dei moltiplicatori di collasso ottenuti per i diversi meccanismi compatibili con le caratteristiche costruttive dell'edificio analizzato, consentono di individuare quello che determina la crisi della struttura, corrispondente al moltiplicatore minore, e l'entità dell'azione sismica che lo attiva; consentono anche di segnalare altre potenziali situazioni di pericolo dovute a possibili meccanismi associati ai più bassi valori del moltiplicatore λ .

Si osserva tuttavia che le verifiche sugli edifici in muratura eseguite attraverso l'analisi limite dell'equilibrio hanno significato solo se è garantita una adeguata monoliticità delle pareti murarie, tale da impedire collassi localizzati per disgregazione della muratura. A tal riguardo la tipologia muraria che caratterizza la porzione dell'edificio di cui si vogliono analizzare le condizioni di sicurezza può essere catalogata facendo riferimento a categorie di qualità (Avorio & Borri, 2002) che distinguono le murature nelle classi A, B e C. La tipologia C (muratura di qualità scadente) identifica una situazione di elevata vulnerabilità incompatibile con l'analisi mediante meccanismi: corrisponde infatti ad un tipo di muratura 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. I casi restanti, muratura di tipo A (di ottima qualità) e di tipo B (di media qualità) assicurano un comportamento monolitico di

intere pareti o di parti di esse per azioni fuori dal piano ed una maggiore resistenza ad azioni nel piano; è perciò possibile individuare ed analizzare i meccanismi di collasso in relazione alle peculiarità costruttive rilevate nell'edificio.

1.2 ANALISI CINEMATICA LINEARE

Le analisi dei meccanismi locali di collasso fuori dal piano vengono qui sviluppate tramite l'analisi limite dell'equilibrio secondo l'approccio cinematico che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematisimo.

Per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo impiegato prevede la trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile attraverso l'individuazione di corpi rigidi definiti individuando possibili piani di frattura. Come già detto, si considera nulla la resistenza a trazione della muratura; in genere si considera infinita la resistenza a compressione della stessa. I corpi sono in grado di ruotare o scorrere tra loro; per ogni meccanismo viene valutato il moltiplicatore orizzontale dei carichi λ che comporta la sua attivazione.

Per ottenere il moltiplicatore orizzontale dei carichi al quale fare riferimento in fase di verifica è necessario applicare ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica tutte le azioni che si esercitano sul sistema e che sono costituite da:

- i pesi propri dei blocchi, applicati nei rispettivi baricentri;
- i carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai, delle volte e della copertura e di 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;
- eventuali ulteriori forze esterne, ad esempio quelle trasmesse da catene metalliche.

Il moltiplicatore λ si ottiene applicando il Principio dei Lavori Virtuali, in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne, applicate al sistema in corrispondenza di un atto di moto virtuale, al lavoro di eventuali forze interne:

$$(1.1) \quad \lambda \left[\sum_{i=1}^n P_i \delta_{ix} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{jx} \right] - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{iy} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi}$$

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;
- 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 trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- δ_{ix} 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;
- δ_{jx} 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;

- δ_{iy} è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i , positivo se verso l'alto;
- F_h è il valore assoluto della generica forza esterna 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.

Gli spostamenti dei punti di applicazione delle forze sono calcolati tenendo conto della geometria della struttura, assegnando una rotazione virtuale al generico blocco.

La (1.1) si trasforma spesso in una equazione di equilibrio tra un momento stabilizzante ed uno ribaltante. Pertanto, ove non strettamente necessario, si omette il calcolo degli spostamenti virtuali e si scrivono direttamente le espressioni dei due momenti.

1.3 DESCRIZIONE DEI MECCANISMI DI COLLASSO FUORI DAL PIANO

Nei capitoli seguenti viene proposta una rassegna di modelli per l'analisi dei più frequenti meccanismi di collasso fuori piano riscontrati negli edifici in muratura ordinari, completati dalle formulazioni analitiche che ne permettono l'applicazione ai casi di studio e da esempi esplicativi.

I cinematismi studiati sono stati classificati in:

- Meccanismi di ribaltamento semplice;
- Meccanismi di flessione verticale;
- Meccanismi di flessione orizzontale;
- Meccanismi di ribaltamento composto.

Per ognuno di tali raggruppamenti è opportuno illustrare le caratteristiche e le modalità di collasso, l'ambito di applicazione ed i requisiti che si devono verificare negli edifici affinché il meccanismo si possa manifestare e le possibili condizioni differenti che è possibile riscontrare nelle strutture e che possono influenzare l'evoluzione del fenomeno.

1.3.1 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. 1.1).

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 oppure dall'avvenuto sfilamento di travi dall'incastro con il muro.

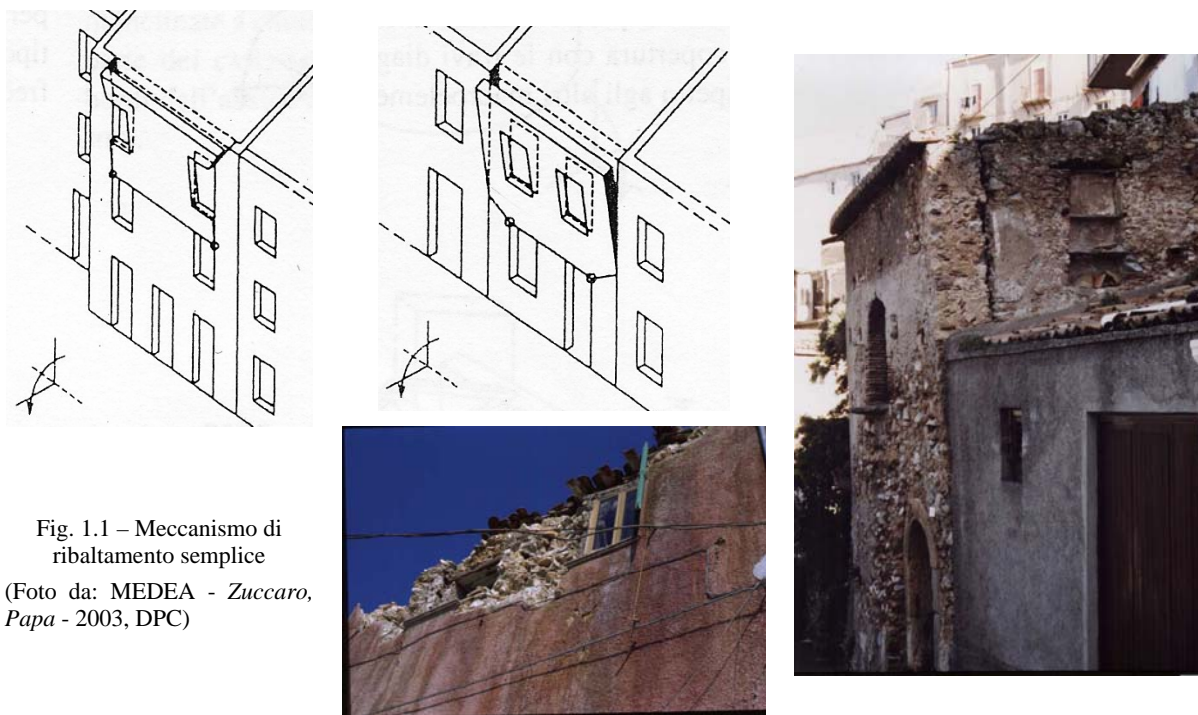


Fig. 1.1 – Meccanismo di ribaltamento semplice

(Foto da: MEDEA - Zuccaro, Papa - 2003, DPC)

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 Cap. 2.

1.3.2 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. 1.2). 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 che consente l'innescò del cinematismo per flessione verticale.

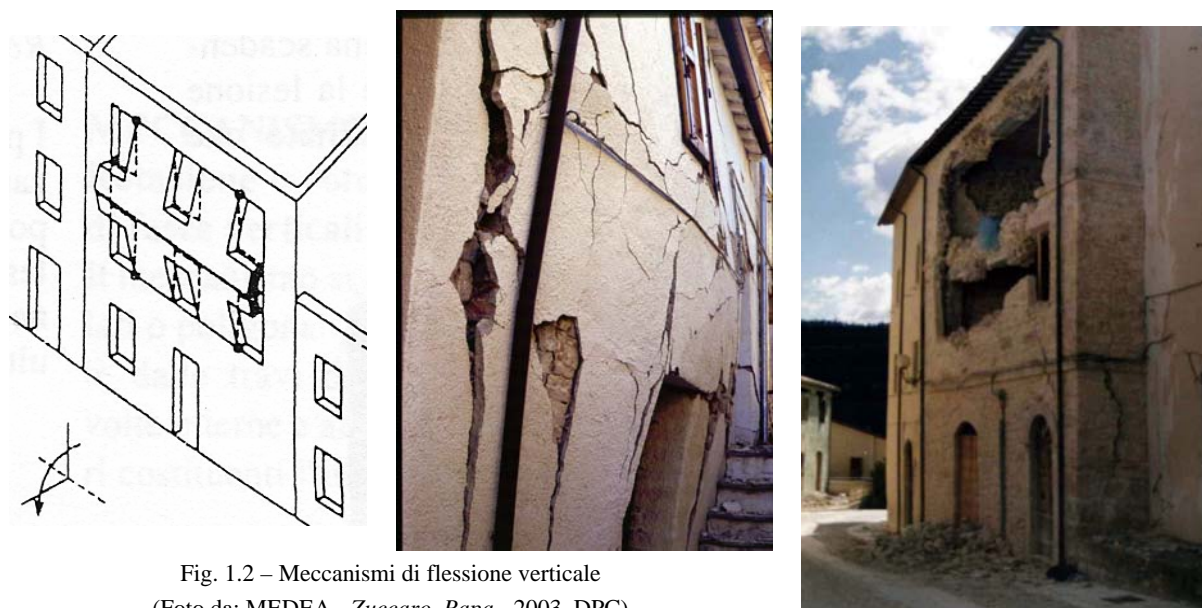


Fig. 1.2 – Meccanismi di flessione verticale
(Foto da: MEDEA - Zuccaro, Papa - 2003, DPC)

Tale meccanismo è favorito da una qualità scadente della muratura, ad esempio muratura a sacco, che la rende instabile e da spinte orizzontali localizzate, determinate ad esempio dalla presenza di archi, volte o solai intermedi non trattenuti; può quindi verificarsi in presenza di un trattenimento in testa alla tesa muraria, dovuti, ad esempio, a tiranti metallici, ad ancoraggi alle testate di travi lignee o a cordoli e solette in c.a. ben ammassate alla muratura. Il meccanismo, in questo caso, è caratterizzato da valori del coefficiente di collasso λ più elevati rispetto al caso di ribaltamento semplice.

In un edificio già danneggiato dal terremoto il meccanismo è segnalato da un fuori piombo della parete, talvolta accompagnato dallo sfilamento delle travi del solaio che insiste sulla parete. 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 seguito sono proposte le formulazioni che permettono di calcolare i valori del coefficiente di collasso λ prendendo in considerazione le differenti situazioni che si possono riscontrare negli edifici osservati.

1.3.3 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 della parete 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. 1.3). 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, ed assorbita dai tiranti, 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 cinematicismo 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 cinematicismo 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.

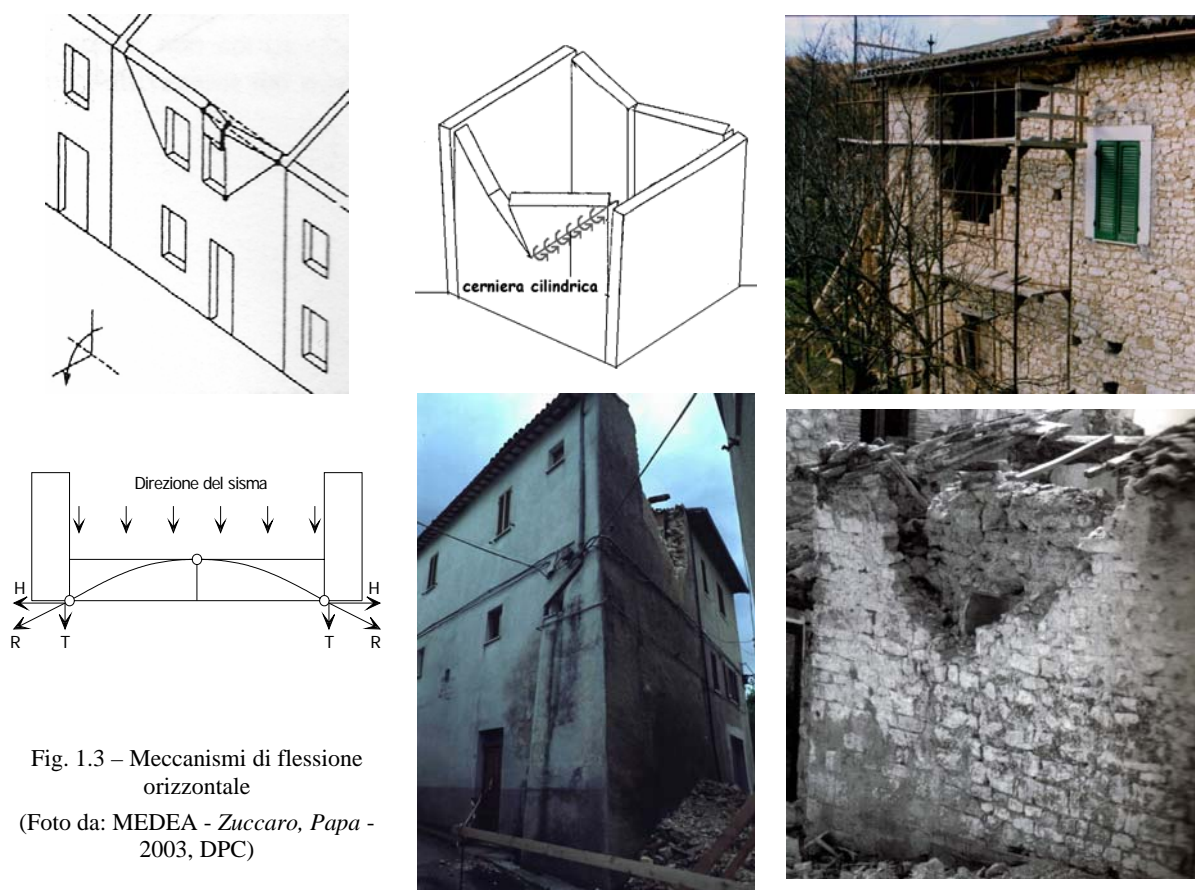


Fig. 1.3 – Meccanismi di flessione orizzontale

(Foto da: MEDEA - Zuccaro, Papa - 2003, DPC)

La situazione descritta è tipica delle pareti trattenute da tiranti ed è favorita dalle spinte in testa al muro (dovute 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 al centro della muratura a causa dal cinematicismo 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'innescò 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. 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 murature 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. Per stabilire quale sia la condizione più sfavorevole, in questi casi occorre valutare diversi moltiplicatori di collasso ipotizzando diverse geometrie delle porzioni di muratura interessate dal cinematismo.

Nei capitoli seguenti 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 λ ad esse associati.

1.3.4 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 trascinarsi di una porzione di struttura muraria appartenente ad un'angolata libera oppure a pareti di spina (Fig. 1.4). 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 trascinarsi 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 e dalla presenza di aperture nelle pareti di controvento, da cui dipendono in particolare le dimensioni e la configurazione del cuneo di distacco.

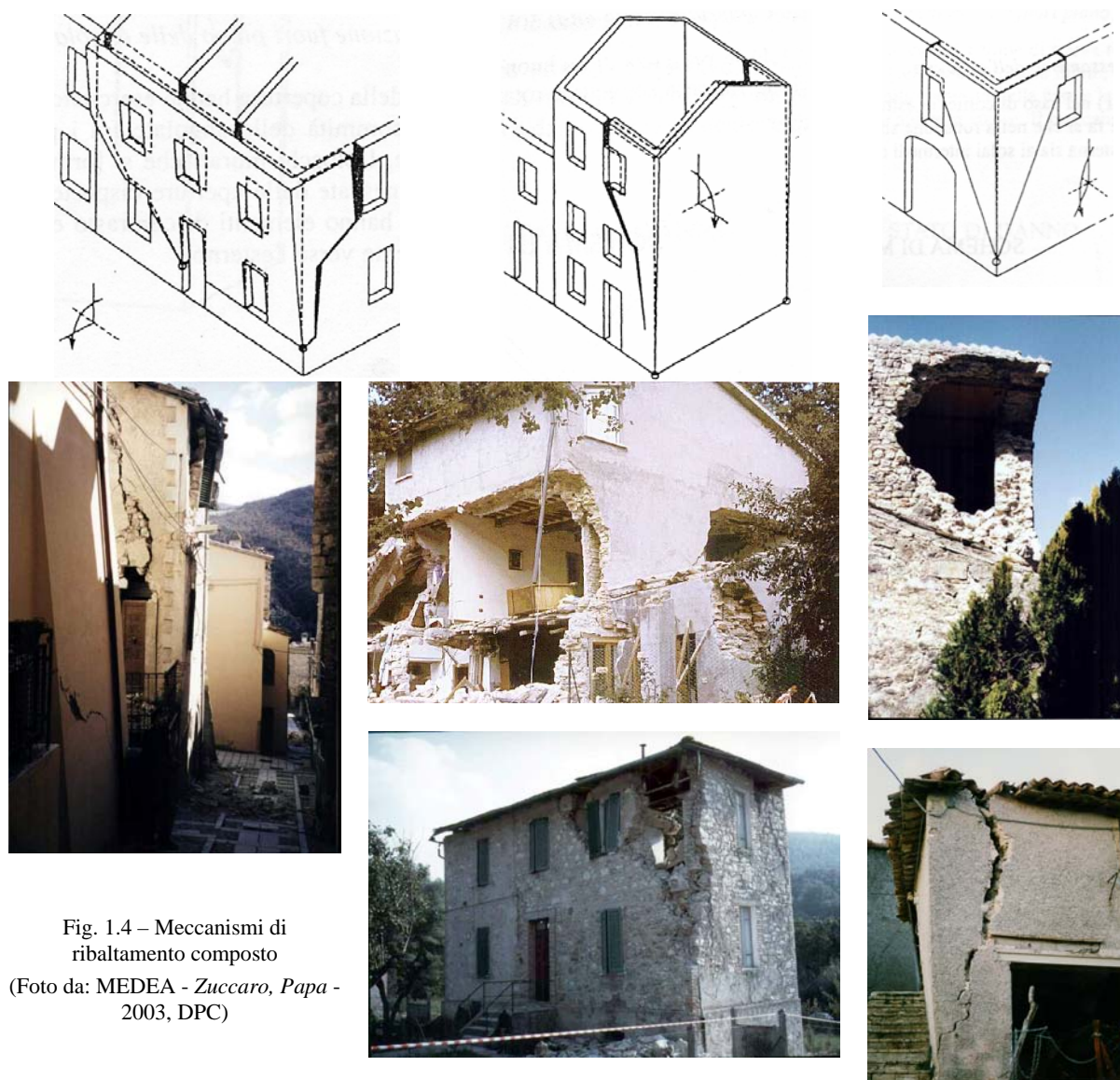


Fig. 1.4 – Meccanismi di ribaltamento composto

(Foto da: MEDEA - Zuccaro, Papa - 2003, DPC)

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. Nei capitoli seguenti è illustrata la formulazione del problema per i diversi casi che si possono riscontrare.

2 MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE

In questo capitolo viene affrontata l'analisi dei meccanismi di ribaltamento semplice di pareti non vincolate agli orizzontamenti e non efficacemente collegate alle pareti ortogonali, come descritto nel Cap. 1. Sono anche forniti i criteri per la valutazione del moltiplicatore di collasso λ nelle diverse condizioni rilevabili negli edifici esaminati. Poiché in questi casi l'applicazione dell'equazione dei lavori virtuali (1.1) 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 proposta 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.

2.1 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 λ 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.

2.1.1 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 agenti 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 λ . Il moltiplicatore di collasso λ delle forze orizzontali è valutato imponendo le condizioni di equilibrio che il sistema di forze agenti deve rispettare in condizioni di incipiente ribaltamento. 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*).

Con riferimento alla Fig. 2.1, dove:

- 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;
- λ è il moltiplicatore delle forze orizzontali;

si scrive una equazione di equilibrio alla rotazione intorno alla cerniera A.

Il momento stabilizzante è dato da:

$$(2.1) \quad M_{S(A)} = W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h$$

Il momento ribaltante è pari a:

$$(2.2) \quad M_{R(A)} = \lambda \cdot [W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h] + F_H \cdot h_V + P_H \cdot h$$

Eguagliando i due termini si ricava il moltiplicatore di collasso λ :

$$(2.3) \quad \lambda = \frac{W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h - F_H \cdot h_V - P_H \cdot h}{W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h}$$

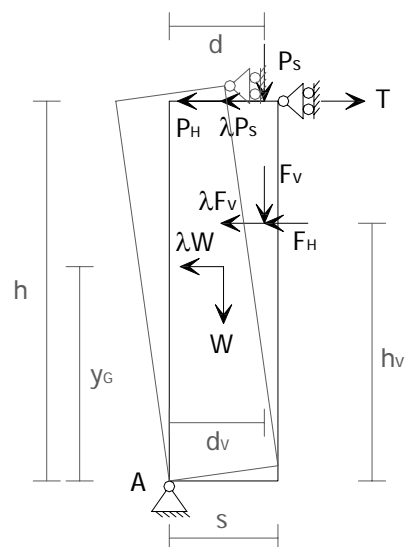


Fig. 2.1 – Schema di calcolo

Si fa osservare che la valutazione della posizione del baricentro della parete rispetto alla cerniera cilindrica attorno alla quale si attiva il cinematisimo, ed in particolare la distanza verticale di questa dal punto di applicazione del peso proprio del corpo, permette di considerare nel calcolo la reale geometria in facciata del macroelemento ribaltante. Infatti, la presenza di aperture nella parete generalmente modifica la posizione del baricentro della stessa e comporta quindi una variazione nella valutazione del momento ribaltante. Inoltre in presenza di macroelementi di geometria irregolare, definita da un 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 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, semplicemente misurando i bracci orizzontali delle forze verticali a partire da un punto A' interno allo spessore del muro.

2.1.2 Cinematismo di ribaltamento semplice di parete monolitica a più piani

È il caso in cui in corrispondenza dei 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. 2.2).

Con riferimento alla Fig. 2.2 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;
- λ è il moltiplicatore delle forze orizzontali,

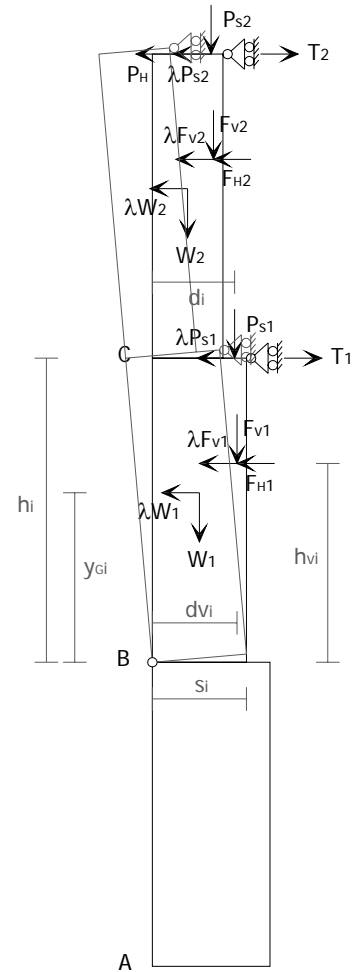


Fig. 2.2 – Schema di calcolo

si ricavano il momento stabilizzante:

$$(2.4) \quad M_S = \sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{s_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i$$

ed il momento ribaltante, pari a:

$$(2.5) \quad M_R = \lambda \cdot \left[\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i \right] + \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} + P_H \cdot h_i$$

Uguagliando i due termini si ricava il moltiplicatore di collasso λ :

$$(2.6) \quad \lambda = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} - P_H \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i}$$

2.2 RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE A DOPPIA CORTINA

Negli edifici di antica costruzione sono spesso presenti pareti di muratura che non garantiscono, per l'assenza o la insufficienza di diafani di collegamento tra i paramenti, un comportamento monolitico. I due paramenti 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. 2.3: due paramenti distinti, vincolati al suolo mediante cerniere e collegati tra loro in sommità e da un 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 par. 3.2.1 (cinematismo di flessione verticale di parete a doppia cortina ad un piano).

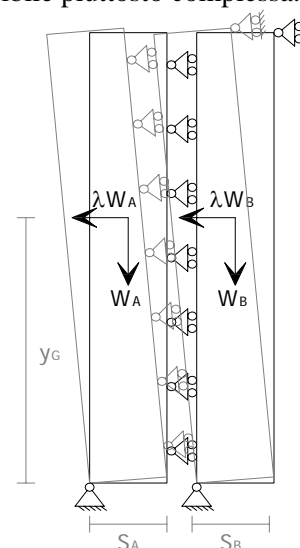


Fig. 2.3 Schema con interazione

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 par. 2.2.1.

2.2.1 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. 2.4) 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:

$$(2.7) \quad M_S = (W_A + N_A) \frac{s_A}{2} + P_{SA} d_A + (W_B + N_B) \frac{s_B}{2} + P_{SB} d_B + F_V d_V + T h$$

Il momento ribaltante risulta pari a:

$$(2.8) \quad M_R = \lambda [(W_A + W_B) y_G + F_V h_V + (P_{SA} + P_{SB} + N_A + N_B) h] + F_H h_V + P_H h$$

Uguagliando i due termini si ricava il moltiplicatore di collasso:

$$(2.9) \quad \lambda = \frac{(W_A + N_A) s_A + (W_B + N_B) s_B}{2[(W_A + W_B) y_G + F_V h_V + (P_{SA} + P_{SB} + N_A + N_B) h]} + \frac{P_{SA} d_A + P_{SB} d_B + F_V d_V - F_H h_V + T h - P_H h}{(W_A + W_B) y_G + F_V h_V + (P_{SA} + P_{SB} + N_A + N_B) h}$$

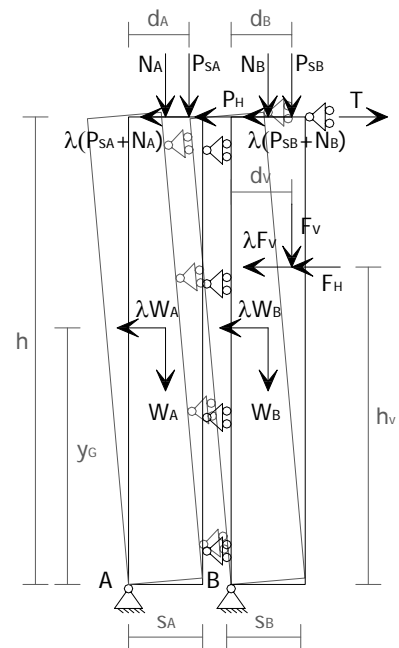


Fig. 2.4 – Schema di calcolo

Nel caso di cinematiso 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:

$$(2.10) \quad \lambda = \frac{\sum_{i=1}^n (W_{Ai} s'_{Ai} + W_{Bi} s'_{Bi}) + N_{An} s'_{An} + N_{Bn} s'_{Bn} + \sum_{i=1}^n (P_{SAi} d_{Ai} + P_{SBi} d_{Bi} + F_{Vi} d_{Vi} - F_{Hi} h_{Vi} + T_i h_i) - P_H h_n}{\sum_{i=1}^n [(W_{Ai} + W_{Bi}) y_{Gi} + F_{Vi} h_{Vi} + (P_{SAi} + P_{SBi}) h_i] + (N_{An} + N_{Bn}) h_n}$$

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.

2.3 ESEMPI APPLICATIVI

2.3.1 Ribaltamento semplice di parete a due piani monolitica

Si prende in esame la parete di facciata (Fig. 2.5) 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. 2.2. 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).

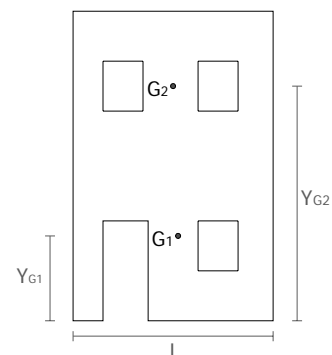


Fig. 2.5 – Parete ribaltante

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
	Lunghezza della parete L_i [m]	4,00	4,00
	Profondità di competenza del solaio [m]	2,00	2,00
	Quota punto applicazione spinta archi-volte h_{vi} [m]	2,20	-
	Quota del baricentro della parete y_{Gi} [m]	1,70	4,70
	Braccio orizzontale del carico del solaio d_i [m]	-	0,55
Azioni	Peso specifico della muratura γ [kN/m ³]	22,00	22,00
	Peso proprio della parete W_i [kN]	179,60	148,80
	Carico trasmesso dal solaio P_{Si} [kN]	-	22,00
	Componente verticale spinta archi-volte F_{Vi} [kN]	67,00	-
	Componente orizzontale spinta archi-volte F_{Hi} [kN]	38,60	-
	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]	48,36	120,20
	Carico dei solai [kN·m]	12,10	12,10
	Azioni di archi o volte [kN·m]	-	53,60
	Azioni dei tiranti [kN·m]	-	-
Momento ribaltante	Inerzia delle pareti [kN·m]	223,20	1004,68
	Inerzia dei solai [kN·m]	66,00	136,40
	Inerzia di archi o volte [kN·m]	-	147,40
	Spinta statica di archi o volte [kN·m]	-	84,92
	Spinta statica della copertura [kN·m]	-	-
MOLTIPLICATORE DI COLLASSO λ		0,209	0,078

Il confronto tra i valori di λ 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.

2.3.2 Ribaltamento semplice di parete a due piani a doppia cortina

Si considera ancora la parete di facciata dell'edificio illustrato nell'esempio precedente (Fig. 2.5). 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
	Quota punto di applicazione spinta archi-volte h_{Vi} [m]	-	-
	Quota del baricentro della parete y_{Gi} [m]	1,70	4,70
	Braccio orizzontale carico verticale su cortina esterna d_{Ai} [m]	-	-
	Braccio orizzontale carico verticale su cortina interna d_{Bi} [m]	0,32	0,17
Azioni	Peso proprio della cortina esterna W_{Ai} [kN]	89,80	91,57
	Peso proprio della cortina interna W_{Bi} [kN]	89,80	57,23
	Carico verticale sulla cortina esterna N_A [kN]	-	3,84
	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]	19,20	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. 2.4. Anche in questo caso si analizzano le condizioni di ribaltamento dell'intera cortina esterna rispetto ad una cerniera cilindrica posta in corrispondenza della sezione di base (caso B) e del solo paramento di facciata a primo piano attorno ad una cerniera cilindrica orizzontale in corrispondenza del primo solaio (caso A). I risultati così ottenuti sono illustrati nella tabella seguente.

RIBALTAMENTO SEMPLICE DOPPIA CORTINA (CASO)		A	B
Momento stabilizzante	Peso proprio della cortina esterna [kN·m]	18,31	36,27
	Peso proprio della cortina interna [kN·m]	7,15	25,11
	Carico verticale sulla cortina esterna [kN·m]	0,77	0,77
	Carico verticale sulla cortina interna [kN·m]	-	-
	Carico del solaio sulla cortina esterna [kN·m]	-	-
	Carico del solaio sulla cortina interna [kN·m]	2,18	8,32
	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]	137,36	583,04
	Inerzia della cortina interna [kN·m]	85,85	421,64
	Inerzia del carico verticale sulla cortina esterna [kN·m]	11,52	23,81
	Inerzia del carico verticale sulla cortina interna [kN·m]	-	-
	Inerzia del solaio sulla cortina esterna [kN·m]	-	-
	Inerzia del solaio sulla cortina interna [kN·m]	38,40	140,80
	Inerzia di archi o volte [kN·m]	-	-
	Spinta statica di archi o volte [kN·m]	-	-
	Spinta statica della copertura [kN·m]	-	-
MOLTIPLICATORE DI COLLASSO λ		0,104	0,060

Il confronto tra i valori di λ ottenuti 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. Per questo motivo si può concludere che il collasso della facciata, date le condizioni di analisi ipotizzate, si verifica con maggiore probabilità nel caso in cui la struttura muraria sia realizzata con doppio paramento; in tali circostanze la costruzione risulta quindi più vulnerabile. Inoltre anche in questo caso il ribaltamento dell'intero paramento esterno di facciata attorno alla sezione di base è favorito rispetto al ribaltamento della sola parte alta del muro.

3 MECCANISMI DI FLESSIONE VERTICALE

In questo capitolo si affronta l'analisi dei meccanismi di flessione verticale di pareti trattenute in sommità, come descritto nel Capitolo 1. In seguito vengono proposti esempi di applicazione a casi reali che consentano una maggiore comprensione della metodologia proposta e dei risultati ottenibili.

Il problema viene formulato distinguendo, come anticipato nel Capitolo 1, tra 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.

3.1 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. 3.1) che divide la struttura muraria in due blocchi rigidi ed attorno alla quale essi ruotano reciprocamente fino al collasso. La combinazione delle azioni verticali ed orizzontali sulla parete determina l'instaurarsi di una sorta di *effetto arco verticale* nella stessa per cui le forze orizzontali si scaricano sui vincoli agli estremi della tesa muraria. Se però queste ultime 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 prodotti da un sisma 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 disegni.

Quando invece l'edificio non presenta alcun tipo di danneggiamento, una volta accertata la possibilità dell'instaurarsi di un meccanismo di flessione verticale a partire dalle condizioni di vincolo della parete, è l'analisi stessa del cinematismo che permette di definire la geometria dei macroelementi coinvolti nel meccanismo in relazione alle condizioni di equilibrio dei corpi.

È comunque sempre opportuno, in caso di incertezza, prendere in considerazione le diverse possibilità e valutare i relativi valori del coefficiente di collasso per determinare quello minimo da associare all'attivazione del meccanismo.

3.1.1 Cinematismo di flessione verticale di parete monolitica ad un piano

È questo il caso in cui l'edificio in esame 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 i piani dell'edificio ai quali il seguente schema di calcolo può essere applicato.

Si fa osservare che, nell'ipotesi in cui non è possibile definire a priori la posizione verticale della cerniera cilindrica, questa può essere valutata secondo il modello, di seguito proposto, che prende in considerazione una fascia di muratura piena da cielo a terra della parete in esame. Infatti, in questo caso, la presenza delle aperture nella facciata esercita 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 λ anche quando è nota la geometria dei macroelementi coinvolti nel cinematiso e di considerare in tal caso anche 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 λ delle forze orizzontali che determina l'attivazione del cinematiso.

Come illustrato nel paragrafo 1.2 il moltiplicatore λ può essere ottenuto applicando l'equazione dei Lavori Virtuali in termini di spostamenti. Si procede quindi all'analisi del problema cinematico (teoria del primo ordine) del sistema di corpi rigidi (Giuffrè, 1993), assegnando una rotazione virtuale unitaria $\psi = 1$ al corpo 1, così come indicato in Fig. 3.1, 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 del punto di applicazione della spinta di archi o volte rispetto al carrello in B (lembo superiore della parete);
- d è la distanza orizzontale dalla cerniera B del punto di applicazione del carico trasmesso dai piani superiori;
- d_V è la distanza orizzontale tra il punto di applicazione di F_V ed il corrispondente polo di riduzione (carrello B in figura);
- a è la distanza orizzontale dalla cerniera B del punto di applicazione del carico trasmesso dal solaio sulla parete.

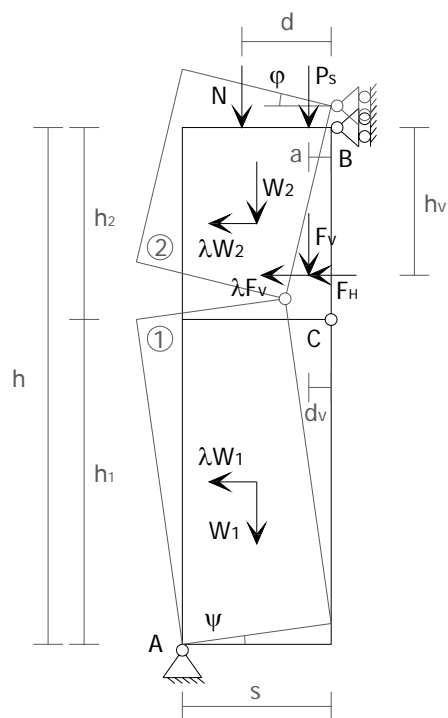


Fig. 3.1 - Schema di calcolo

I parametri di spostamento generalizzati, che permettono di descrivere il cinematiso, sono ricavati dalle condizioni di congruenza degli spostamenti virtuali dei due corpi.

In generale, se P è un generico punto, di coordinate x e y , appartenente ad un corpo rigido piano, le due componenti di spostamento u_P e v_P , positivi se diretti come gli assi coordinati, sono espresse in funzione delle componenti di spostamento u_0 e v_0 del polo di riferimento O e della rotazione θ intorno ad esso. Supponendo quest'ultima positiva se antioraria, si ha:

$$(3.1) \quad u_P = u_0 - \theta y; \quad v_P = v_0 + \theta x$$

Fissati come poli di riferimento dei due corpi 1 e 2 rispettivamente A e B, tenendo conto delle condizioni di vincolo

$$u_A = 0; \quad v_A = 0; \quad \theta_1 = \psi = 1, \text{ per il corpo 1;} \\ u_B = 0, \text{ per il corpo 2;}$$

e imponendo l'ulteriore condizione di congruenza $u_{C1} = u_{C2}$ in corrispondenza della cerniera C, si ottengono:

$$\varphi = -\psi h_1/h_2 = -h_1/h_2; \quad v_B = s$$

Gli spostamenti generalizzati dei due corpi rigidi possono essere perciò sinteticamente descritti come:

$$(3.2) \quad (u_{01}; v_{01}; \theta_1) = (u_A; v_A; \psi) = (0; 0; 1) \text{ e } (u_{02}; v_{02}; \theta_2) = (u_B; v_B; \varphi) = (0; s; -h_1/h_2)$$

Ponendo poi $h_2 = h/\mu$, con $\mu > 1$, si ricavano: $h_1 = \frac{\mu-1}{\mu}h$; $W_2 = \frac{W}{\mu}$; $W_1 = \frac{\mu-1}{\mu}W$

Gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione delle forze agenti sul sistema nella rispettiva direzione di azione sono ora calcolati particolarizzando le (3.1):

$$(3.3) \quad \begin{aligned} \delta_{1x} &= -\frac{h(\mu-1)}{2\mu} & \delta_{1y} &= \frac{s}{2} \\ \delta_{2x} &= -\frac{h(\mu-1)}{2\mu} & \delta_{2y} &= \frac{s}{2}(\mu+1) \\ \delta_{Vx} &= -h_V(\mu-1) & \delta_{Vy} &= s + d_V(\mu-1) \\ \delta_{Py} &= s + a(\mu-1) & \delta_{Ny} &= s + d(\mu-1) \end{aligned}$$

È ora possibile applicare l'equazione dei Lavori Virtuali, ottenendo:

$$(3.4) \quad -\lambda[W_1 \cdot \delta_{1x} + W_2 \cdot \delta_{2x} + F_V \cdot \delta_{Vx}] - F_H \cdot \delta_{Vx} - W_1 \cdot \delta_{1y} - W_2 \cdot \delta_{2y} - N \cdot \delta_{Ny} - P_S \cdot \delta_{Py} - F_V \cdot \delta_{Vy} = 0$$

Sostituendo le espressioni valutate in precedenza si ricava:

$$(3.5) \quad \begin{aligned} \lambda \cdot \left[W \frac{h(\mu-1)}{2\mu} \left(\frac{(\mu-1)}{\mu} + \frac{1}{\mu} \right) + F_V h_V(\mu-1) \right] = \\ = W \frac{s(\mu-1)}{2\mu} \left(1 + \frac{(\mu+1)}{(\mu-1)} \right) + (\mu-1)(N d + P_S a + F_V d_V - F_H h_V) + s(N + P_S + F_V) \end{aligned}$$

dalla quale si ottiene:

$$(3.6) \quad \lambda = 2 \frac{(\mu-1)(N d + P_S a + F_V d_V - F_H h_V) + s(W + N + P_S + F_V)}{(\mu-1)(W h/\mu + 2 F_V h_V)}$$

Il valore del parametro μ che rende minimo il moltiplicatore λ è calcolabile, in generale, imponendo che sia nulla la derivata di λ rispetto a μ . Così facendo però si perviene ad espressioni 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, anche se questa situazione è meno frequente. In tal caso h_V e d_V sono valutate rispetto al polo di riduzione del corpo 1 (cerniera in A) e l'espressione del moltiplicatore di collasso diventa:

$$(3.7) \quad \lambda = 2 \frac{(\mu-1)(N d + P_S a) + s(W + N + P_S) + F_V d_V - F_H h_V}{(\mu-1)W h/\mu + 2 F_V h_V}$$

Se la quota della cerniera coincide con l'imposta della volta, dalla (3.7) si ricava

$$(3.8) \quad \lambda = 2 \frac{N d \frac{h_V}{h-h_V} + P_S a \frac{h_V}{h-h_V} + F_V d_V - F_H h_V + s(W + N + P_S)}{h_V(W + 2 F_V)}$$

3.1.2 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, e collegata alle estremità da efficaci vincoli di connessione agli orizzontamenti (in genere la struttura muraria risulta vincolata al piede nel terreno ed in testa da un cordolo ben ammortato alla muratura o da tiranti metallici).

Anche in base alle osservazioni dei dissesti rilevati 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 poste in prossimità dell'orizzontamento intermedio che, non trattenuto, esercita azioni fuori piano sulla muratura. Ad avvalorare una ipotesi di questo tipo concorre poi il fatto che, spesso, nel passaggio da un piano all'altro dell'edificio si verifica la rastremazione della muratura che in corrispondenza del solaio intermedio subisce quindi una riduzione della sezione resistente. 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. 3.2), 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 .

Lo schema di calcolo proposto prevede la definizione della posizione della cerniera cilindrica nella parete in funzione dell'altezza dei macroelementi coinvolti nel cinematismo e l'individuazione della geometria degli stessi (Fig. 3.2), dove:

- 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 di riduzione della stessa;
- d è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico trasmesso dai piani superiori rispetto alla cerniera in B;
- d_{Vi} sono le distanze orizzontali del punto di applicazione di F_{Vi} dal rispettivo polo di riduzione (A per $i = 1$ e B per $i = 2$ in Fig. 3.2);
- 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.

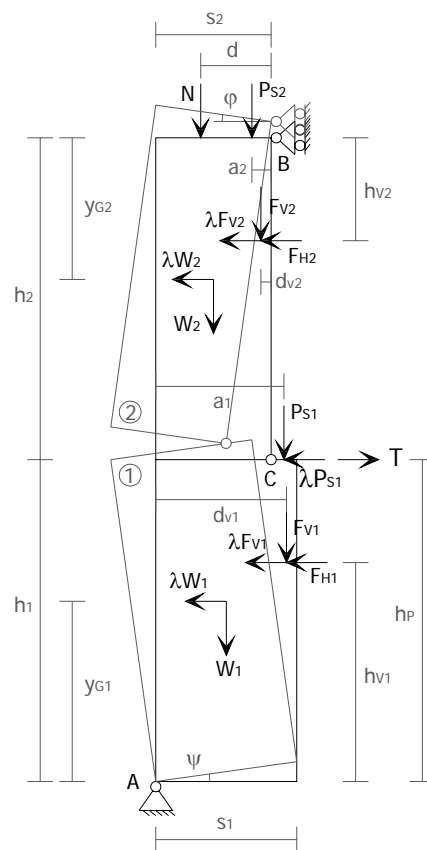


Fig. 3.2 – Schema di calcolo

È opportuno, in ogni caso, prendere in considerazione altre posizioni della cerniera: in questo modo si evidenzia la variabilità del moltiplicatore di collasso per individuare il suo valore minimo. È

sufficiente considerare un numero finito di posizioni, risultando poco utile definire complicate formulazioni 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 della 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 quindi 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:

$$(3.9) \quad (u_{01}; v_{01}; \theta_1) = (u_A; v_A; \psi) = (0; 0; 1) \text{ e } (u_{02}; v_{02}; \theta_2) = (u_B; v_B; \varphi) = (0; s_2; -h_1/h_2)$$

Si determinano poi gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione di tutte le forze agenti sul sistema nella rispettiva direzione di azione:

$$(3.10) \quad \begin{array}{lll} \delta_{1x} = -y_{G1} & \delta_{V1x} = -h_{V1} & \delta_{P1x} = -h_P \\ \delta_{1y} = \frac{s_1}{2} & \delta_{V1y} = d_{V1} & \delta_{P1y} = a_1 \\ \delta_{2x} = -\frac{h_1}{h_2} y_{G2} & \delta_{V2x} = -\frac{h_1}{h_2} h_{V2} & \delta_{P2y} = s_2 + \frac{h_1}{h_2} a_2 \\ \delta_{2y} = s_2 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{h_1}{h_2} \right) & \delta_{V2y} = s_2 + \frac{h_1}{h_2} d_{V2} & \delta_{Ny} = s_2 + \frac{h_1}{h_2} d \end{array}$$

Applicando l'equazione dei Lavori Virtuali si ha:

$$(3.11) \quad \begin{aligned} \lambda \cdot [W_1 \cdot \delta_{1x} + W_2 \cdot \delta_{2x} + F_{V1} \cdot \delta_{V1x} + F_{V2} \cdot \delta_{V2x} + P_{S1} \cdot \delta_{P1x}] + F_{H1} \cdot \delta_{V1x} + F_{H2} \cdot \delta_{V2x} = \\ = W_1 \cdot \delta_{1y} + W_2 \cdot \delta_{2y} + F_{V1} \cdot \delta_{V1y} + F_{V2} \cdot \delta_{V2y} + N \cdot \delta_{Ny} + P_{S1} \cdot \delta_{P1y} + P_{S2} \cdot \delta_{P2y} + T \cdot \delta_{P1x} \end{aligned}$$

Sostituendo le espressioni valutate in precedenza si ricava:

$$(3.12) \quad \lambda = \frac{E}{W_1 y_{G1} + F_{V1} h_{V1} + P_{S1} h_P + (W_2 y_{G2} + F_{V2} h_{V2}) \frac{h_1}{h_2}}$$

in cui E indica la seguente espressione:

$$(3.13) \quad \begin{aligned} E = \frac{W_1}{2} s_1 + F_{V1} d_{V1} + (W_2 + P_{S2} + N + F_{V2}) s_2 + \frac{h_1}{h_2} \left(\frac{W_2}{2} s_2 + P_{S2} a_2 + N d + F_{V2} d_{V2} - F_{H2} h_{V2} \right) + \\ + P_{S1} a_1 - F_{H1} h_{V1} + T h_P \end{aligned}$$

3.1.3 Cinematismo di flessione verticale di parete monolitica a tre piani

Come nel caso precedente il cinematismo in questione 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.

La posizione della cerniera cilindrica non viene ricercata attraverso la minimizzazione dell'espressione di λ , ma viene considerata variabile tra un numero limitato di posizioni comprese all'interno del secondo livello dell'edificio. Ad ogni condizione esaminata corrisponde un determinato valore del moltiplicatore di collasso; 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.

Si osserva poi che al fine di semplificare la definizione del modello di analisi e la formulazione del problema si è stabilito di trascurare la presenza di una eventuale rastremazione al secondo livello e considerare la cerniera cilindrica in C sulla verticale del carrello in B, come indicato in Fig. 3.3 dove:

- 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_{p2} 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 dai piani superiori dalla cerniera in B;
- d_{Vi} sono le distanze orizzontali del punto di applicazione di F_{Vi} dal rispettivo polo di riduzione (A per $i = 1$ e B per $i = 2,3$ in Fig. 3.3);
- 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).

Il procedimento per la definizione del moltiplicatore è analogo ai casi analizzati in precedenza. Gli spostamenti generalizzati del sistema di corpi rigidi, con riferimento allo schema di Fig. 3.3, sono dati da:

$$(3.14) \quad \begin{aligned} (u_{01}; v_{01}; \theta_1) &= (u_A; v_A; \psi) = (0; 0; 1) \\ (u_{02}; v_{02}; \theta_2) &= (u_B; v_B; \varphi) = (0; s_2; -h_1/h_2) \end{aligned}$$

Gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione di tutte le forze agenti sul sistema, nella rispettiva direzione di azione, sono i seguenti:

$$(3.15) \quad \begin{aligned} \delta_{1x} &= -y_{G1} & \delta_{1y} &= x_{G1} \\ \delta_{2x} &= -\frac{h_1}{h_2} y_{G2} & \delta_{2y} &= s_2 + \frac{h_1}{h_2} \cdot x_{G2} \\ \delta_{V1x} &= -h_{V1} & \delta_{V1y} &= d_{V1} \\ \delta_{V2x} &= -\frac{h_1}{h_2} h_{V2} & \delta_{V2y} &= s_2 + \frac{h_1}{h_2} d_{V2} \\ \delta_{V3x} &= -\frac{h_1}{h_2} h_{V3} & \delta_{V3y} &= s_2 + \frac{h_1}{h_2} d_{V3} \\ \delta_{P1x} &= -h_{P1} & \delta_{P1y} &= a_1 \\ \delta_{P2x} &= -\frac{h_1}{h_2} \cdot h_{P2} & \delta_{P2y} &= s_2 + \frac{h_1}{h_2} a_2 \\ \delta_{Ny} &= s_2 + \frac{h_1}{h_2} d & \delta_{P3y} &= s_2 + \frac{h_1}{h_2} a_2 \end{aligned}$$

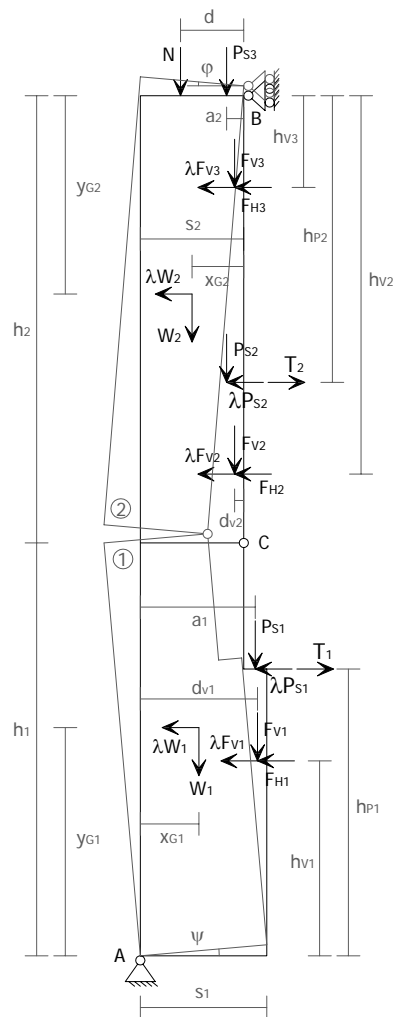


Fig. 3.3 – Schema di calcolo

Applicando l'equazione dei Lavori Virtuali si ha:

$$(3.16) \quad \begin{aligned} -\lambda \cdot [W_1 \cdot \delta_{1x} + W_2 \cdot \delta_{2x} + F_{V1} \cdot \delta_{V1x} + F_{V2} \cdot \delta_{V2x} + F_{V3} \cdot \delta_{V3x} + P_{S1} \cdot \delta_{P1x} + P_{S2} \cdot \delta_{P2x}] + \\ - F_{H1} \cdot \delta_{V1x} - F_{H2} \cdot \delta_{V2x} - F_{H3} \cdot \delta_{V3x} - W_1 \cdot \delta_{1y} - W_2 \cdot \delta_{2y} - F_{V1} \cdot \delta_{V1y} - F_{V2} \cdot \delta_{V2y} + \\ - F_{V3} \cdot \delta_{V3y} - N \cdot \delta_{Ny} - P_{S1} \cdot \delta_{P1y} - P_{S2} \cdot \delta_{P2y} - P_{S3} \cdot \delta_{P3y} + T_1 \cdot \delta_{P1x} + T_2 \cdot \delta_{P2x} = 0 \end{aligned}$$

che sviluppata ed espressa in funzione del moltiplicatore di collasso λ cercato fornisce:

$$(3.17) \quad \lambda = \frac{E}{W_1 y_{G1} + F_{V1} h_{V1} + P_{S1} h_{P1} + (W_2 y_{G2} + F_{V2} h_{V2} + F_{V3} h_{V3} + P_{S2} h_{P2}) \frac{h_1}{h_2}}$$

dove E rappresenta l'espressione indicata nel seguito:

$$(3.18) \quad \begin{aligned} E = W_1 x_{G1} + W_2 (s_2 + x_{G2} \frac{h_1}{h_2}) + F_{V1} d_{V1} + (F_{V2} + F_{V3}) s_2 + F_{V2} \frac{h_1}{h_2} d_{V2} + F_{V3} \frac{h_1}{h_2} d_{V3} + P_{S1} a_1 + \\ (P_{S2} + P_{S3}) (s_2 + a_2 \frac{h_1}{h_2}) + N (s_2 + d \frac{h_1}{h_2}) + T_1 h_{P1} - F_{H1} h_{V1} - (F_{H2} h_{V2} + F_{H3} h_{V3} - T_2 h_{P2}) \frac{h_1}{h_2} \end{aligned}$$

3.2 FLESSIONE VERTICALE DI PARETE A DOPPIA CORTINA

Si tratta di un caso frequente, inquadrabile concettualmente come caso particolare del cinematismo più generale del par. 3.1.1. 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 (3.6) o la (3.7) per ognuna delle due cortine considerate autonome, ignorando l'interazione tra le due. Se invece si fissa l'attenzione sul solo paramento esterno, 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.

3.2.1 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 paramento esterno, si elencano anche i parametri del paramento interno, alcuni dei quali sono utilizzati per il calcolo del moltiplicatore.

I simboli di Fig. 3.4 rappresentano le stesse grandezze già definite nel paragrafo 3.1.1: si precisa che i pedici A e B indicano rispettivamente grandezze riferite alla cortina esterna e quella 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. 3.4, sono dati da:

$$(3.19) \quad \begin{aligned} (u_{01}; v_{01}; \theta_1) &= (u_A; v_A; \psi) = (0; 0; 1) \\ (u_{02}; v_{02}; \theta_2) &= (u_B; v_B; \varphi) = (0; s_A; -h_1/h_2) \end{aligned}$$

Gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione di tutte le forze agenti sul sistema, nella rispettiva direzione di azione, sono quindi:

$$(3.20) \quad \begin{aligned} \delta_{1Ax} &= -\frac{h(\mu-1)}{2\mu} & \delta_{1Ay} &= \frac{s_A}{2} \\ \delta_{2Ax} &= -\frac{h(\mu-1)}{2\mu} & \delta_{2Ay} &= \frac{s_A}{2}(\mu+1) \\ \delta_{1Bx} &= -\frac{h(\mu-1)}{2\mu} & \delta_{2Bx} &= -\frac{h(\mu-1)}{2\mu} \\ \delta_{Vx} &= -h_v(\mu-1) & \delta_{Ny} &= \frac{s_A}{2}(\mu+1) \end{aligned}$$

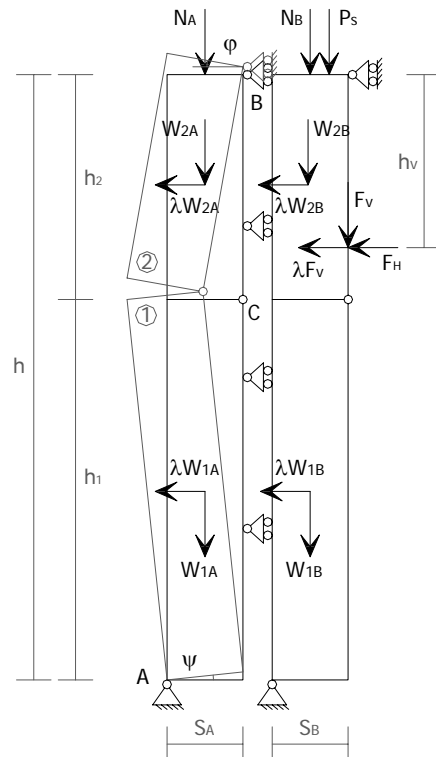


Fig. 3.4 – Schema di calcolo

Applicando il Principio dei Lavori Virtuali, e indicando con ρ la quota di forze orizzontali trasmesse dal paramento interno a quello esterno, si ha:

$$(3.21) \quad \begin{aligned} & -\lambda \cdot [W_{1A} \delta_{1Ax} + W_{2A} \delta_{2Ax} + \rho W_{1B} \delta_{1Bx} + \rho W_{2B} \delta_{2Bx} + \rho F_V \delta_{Vx}] + \\ & -\rho F_H \delta_{Vx} - W_{1A} \delta_{1Ay} - W_{2A} \delta_{2Ay} - N_A \delta_{Ny} = 0 \end{aligned}$$

che diventa:

$$(3.22) \quad \begin{aligned} & \lambda \left[W_A \frac{h}{2} \frac{\mu-1}{\mu} \left(\frac{\mu-1}{\mu} + \frac{1}{\mu} \right) + \rho W_B \frac{h}{2} \frac{\mu-1}{\mu} \left(\frac{\mu-1}{\mu} + \frac{1}{\mu} \right) + \rho F_V h_V (\mu-1) \right] = \\ & = W_A \frac{s_A}{2} \frac{\mu-1}{\mu} \left(1 + \frac{\mu+1}{\mu-1} \right) + N_A \frac{s_A}{2} (\mu+1) - \rho F_H h_V (\mu-1) \end{aligned}$$

Il moltiplicatore di collasso λ ha quindi l'espressione:

$$(3.23) \quad \lambda = \frac{W_A s_A + N_A \frac{s_A}{2} (\mu+1) - \rho F_H h_V (\mu-1)}{\frac{h}{2} \frac{(\mu-1)}{\mu} (W_A + \rho W_B) + \rho F_V h_V (\mu-1)}$$

dove μ viene individuato in modo tale che risulti minimo λ (v. par. 3.1.1), 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 la (3.23) diventa

$$(3.24) \quad \lambda = \frac{W_A s_A + N_A \frac{s_A}{2} (\mu+1) - \rho F_H h_V}{\frac{h}{2} \frac{(\mu-1)}{\mu} (W_A + \rho W_B) + \rho F_V h_V}$$

con h_V che qui è la distanza verticale tra il punto di applicazione della spinta di archi o volte e la cerniera in A.

3.2.2 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. 3.5. Le ipotesi sono le stesse già illustrate nel caso precedente. Gli spostamenti generalizzati sono gli stessi definiti in (3.19). Gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione di tutte le forze agenti sul sistema, nella rispettiva direzione di azione, risultano quindi:

$$(3.25) \quad \begin{aligned} \delta_{1Ax} &= -y_{G1} & \delta_{1Ay} &= \frac{s_A}{2} \\ \delta_{2Ax} &= -\frac{h_1}{h_2} y_{G2} & \delta_{2Ay} &= s_A \left(1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{h_1}{h_2} \right) \\ \delta_{1Bx} &= -y_{G1} & \delta_{2Bx} &= -\frac{h_1}{h_2} y_{G2} \\ \delta_{V1x} &= -h_{V1} & \delta_{V2x} &= -\frac{h_1}{h_2} h_{V2} \\ \delta_{Px} &= -h_P & \delta_{Ny} &= s_A \left(1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{h_1}{h_2} \right) \end{aligned}$$

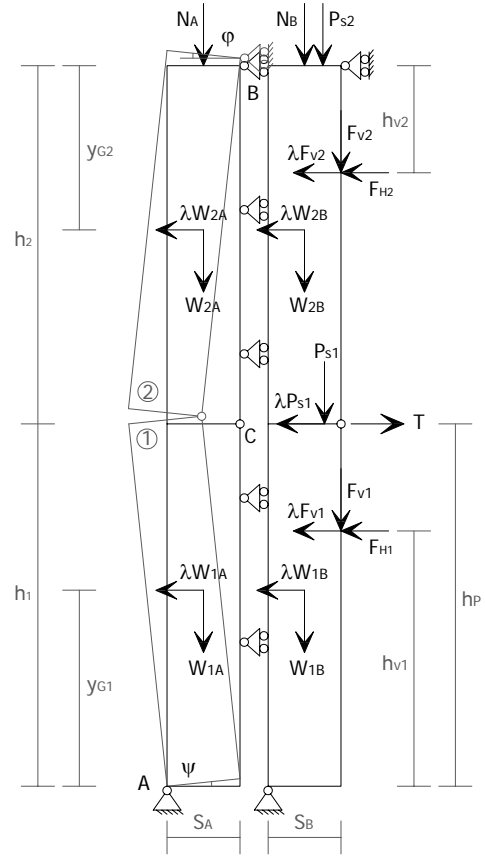


Fig. 3.5 – Schema di calcolo

Applicando il Principio dei Lavori Virtuali si ha:

$$(3.26) \quad -\lambda \cdot [W_{1A} \delta_{1Ax} + W_{2A} \delta_{2Ax} + \rho W_{1B} \delta_{1Bx} + \rho W_{2B} \delta_{2Bx} + \rho F_{V1} \delta_{V1x} + \rho F_{V2} \delta_{V2x} + \rho P_{S1} \delta_{Px}] + \\ -\rho F_{H1} \delta_{V1x} - \rho F_{H2} \delta_{V2x} + T \delta_{Px} - W_{1A} \delta_{1Ay} - W_{2A} \delta_{2Ay} - N_A \delta_{Ny} = 0$$

Il moltiplicatore di collasso λ vale:

$$(3.27) \quad \lambda = \frac{W_{1A} \frac{s_A}{2} + s_A (W_{2A} + N_A) \left(1 + \frac{1}{2} \frac{h_1}{h_2} \right) + T h_P - \rho F_{H1} h_{V1} - \rho F_{H2} h_{V2} \frac{h_1}{h_2}}{(W_{1A} + \rho W_{1B}) y_{G1} + (W_{2A} + \rho W_{2B}) y_{G2} \frac{h_1}{h_2} + \rho P_{S1} h_P + \rho F_{V1} h_{V1} + \rho F_{V2} h_{V2} \frac{h_1}{h_2}}$$

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 (v. par. 3.2.1).

3.3 ESEMPI APPLICATIVI

3.3.1 Flessione verticale di parete ad un piano monolitica

Si considera la parete di facciata (Fig. 3.6) 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. Si considera la presenza di una volta a botte gettata in gesso a piano terra gravante sulla parete di facciata. L'edificio ha una copertura a falde inclinate, realizzata a putrelle e tavelloni, non spingente. Date le condizioni di vincolo ipotizzate la ricerca del moltiplicatore di collasso λ è condotta considerando la prima e la seconda elevazione dell'edificio, con lo schema di Fig. 3.1 e prendendo in esame il maschio murario compreso tra le bucatre presenti in facciata. Risultano definiti la geometria del sistema ed i carichi agenti sui macroelementi:

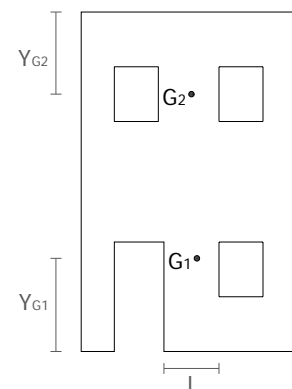


Fig. 3.6 – Parete di facciata

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 [m]	2,00	2,00
	Braccio verticale 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]	-	0,08
Azioni	Peso specifico della muratura γ [kN/m ³]	22,00	22,00
	Peso proprio del maschio murario W_i [kN]	38,72	25,40
	Carico trasmesso dal solaio P_{Si} [kN]	-	6,05
	Componente verticale spinta archi-volte F_{vi} [kN]	18,45	-
	Componente orizzontale spinta archi-volte F_{Hi} [kN]	10,60	-
	Carico trasmesso dai piani superiori N_i [kN]	31,45	-

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 λ (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 λ	0,527
B	Quota della cerniera cilindrica dalla base [m]	2,46
	Moltiplicatore di collasso minimo λ	0,423

Si constata che l'effetto stabilizzante del carico al piano superiore rende il moltiplicatore di collasso della parete a piano terra più elevato nonostante la presenza di una volta che esercita la sua azione sulla stessa e che condiziona anche la posizione della cerniera cilindrica. È interessante anche notare che pur avendo considerato nel caso in esame pareti più snelle rispetto ai casi esaminati per il

ribaltamento semplice, il collasso per meccanismo di flessione verticale è associato a valori di λ sensibilmente più elevati.

3.3.2 Flessione verticale di parete a due piani monolitica

Si considera ancora la parete di facciata dell'edificio esaminato nell'esempio precedente (Fig. 3.6). 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. 3.2 e, nella ricerca del coefficiente λ , è possibile considerare l'intera geometria di facciata dei macroelementi coinvolti nel cinematismo. 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
	Lunghezza della parete L_i [m]	4,00	4,00
	Distanza verticale del baricentro della parete dal polo y_{Gi} [m]	1,70	1,50
	Braccio verticale della spinta di archi-volte h_{Vi} [m]	-	-
	Braccio orizzontale del carico ai piani superiori d [m]	-	-
	Braccio orizzontale del carico del solaio a_i [m]	0,42	0,08
Azioni	Peso proprio della parete W_i [kN]	112,20	80,08
	Peso del solaio agente sulla parete P_{Si} [kN]	19,20	22,00
	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]	-	-

L'analisi prevede in questo caso la ricerca del valore minimo del coefficiente λ al variare della localizzazione della cerniera cilindrica all'interno di un insieme finito di posizioni possibili, valutate a partire dalla sezione alla quale risulta applicata l'azione del solaio intermedio. Si osserva infatti che, in relazione all'entità del carico N dei piani superiori, l'andamento di λ decresce al crescere dell'altezza della sezione di frattura fino a raggiungere un valore minimo all'interno del secondo livello dell'edificio. 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 λ :

FLESSIONE VERTICALE DI PARETE MONOLITICA		
A	Quota della cerniera cilindrica dalla base [m]	3,20
	Moltiplicatore di collasso λ	0,233
B	Quota della cerniera cilindrica dalla base [m]	4,80
	Moltiplicatore di collasso λ	0,184

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, con le particolari condizioni di carico ipotizzate (ed in particolare l'assenza dell'azione verticale trasmessa dalle murature e dai solai dei piani superiori), la sezione di frattura

attorno alla quale avviene il collasso per cinematismo di flessione verticale si localizza ad una quota sensibilmente più elevata rispetto all'orizzontamento intermedio. Si osserva infine che l'aver considerato nel calcolo l'intera geometria di facciata della parete, anziché far riferimento alle condizioni di equilibrio di una sola fascia di muratura piena, ha permesso di stimare un valore del coefficiente di collasso lievemente inferiore (di poco meno del 20%).

3.3.3 Flessione verticale di parete ad un piano a doppia cortina

Si considera, anche in questo caso, la parete di facciata di Fig. 3.6 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 nel caso in esame la parete sia costituita da due paramenti scollegati. L'edificio 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 λ riguarda il piano terra ed il primo piano dell'edificio, schematizzati secondo come indicato in Fig. 3.4 e prendendo in esame il maschio murario compreso tra le bucatore 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
	Braccio verticale dell'azione di archi o volte dal polo h_{vi} [m]	1,00	-
	Frazione carichi orizzontali trasmessi sulla cortina esterna ρ [%]	20	20
Azioni	Peso specifico della muratura γ [kN/m ³]	22,00	22,00
	Peso proprio della cortina esterna W_{Ai} [kN]	23,23	21,78
	Peso proprio della cortina interna W_{Bi} [kN]	19,36	10,89
	Azione verticale trasmessa sulla cortina esterna N_{Ai} [kN]	24,78	3,00
	Componente verticale della spinta di archi-volte F_{vi} [kN]	18,45	-
	Componente orizzontale della spinta di archi-volte F_{hi} [kN]	10,60	-

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 λ (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 λ	0,472
B	Quota della cerniera cilindrica dalla base [m]	2,40
	Moltiplicatore di collasso minimo λ	0,321

Anche in questo caso l'aver considerato la struttura muraria costituita da paramenti scollegati ha determinato un significativo abbattimento dei coefficienti di collasso e la presenza dell'azione della volta al piano terra, stante la significatività del modello adottato, produce un valore di λ assimilabile al caso di ribaltamento semplice.

4 MECCANISMI DI FLESSIONE ORIZZONTALE

In questo capitolo si descrivono i meccanismi di flessione orizzontale di pareti vincolate ai muri ortogonali, come introdotto nel par. 1.3.3, al fine di fornire un metodo operativo che permetta la valutazione del moltiplicatore di collasso λ nelle diverse condizioni rilevabili negli edifici esaminati. Vengono anche proposti esempi di applicazione a casi reali che consentono una maggiore comprensione della metodologia proposta 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 della parete interessata dal cinematismo da parte delle strutture contigue.

4.1 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, con formazione di cunei di distacco (Fig. 4.1) formati 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 possono attivare 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 un *effetto arco orizzontale* nella parete (Fig. 4.2). 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 sollecitazione che descrive un *arco di scarico* nello spessore della parete. Le risultanti di tali azioni, in corrispondenza dell'innesto dei tiranti, vengono scomposte poi in una componente T , ortogonale alla parete, ed una componente H , ortogonale alle pareti di controvento. E' necessario verificare preliminarmente che i tiranti 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. 4.1–
Meccanismo
di flessione
orizzontale
(Guerrieri,
1999)

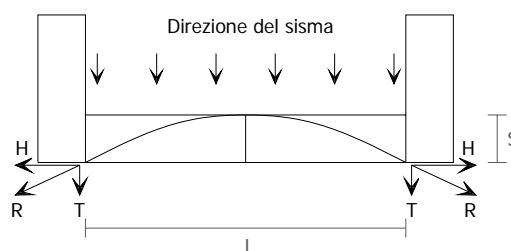
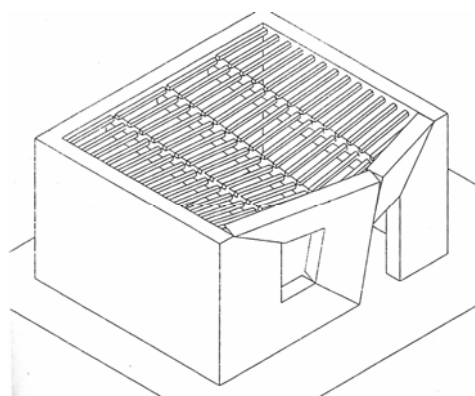


Fig. 4.2 – Effetto arco orizzontale

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 λ 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.

4.1.1 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. 4.3 e Fig. 4.4 ed è caratterizzato dal rigonfiamento della parete investita dal sisma e dalla rotazione dei muri laterali per effetto della spinta dell'*arco orizzontale*. Il cinematismo di collasso prevede la formazione di macroelementi schematizzabili da corpi cuneiformi che si separano dalla struttura muraria lungo cerniere cilindriche oblique e verticali attorno alle quali ruotano reciprocamente 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 rappresentabile 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 attrittivo che produce il decremento delle forze T ed H .

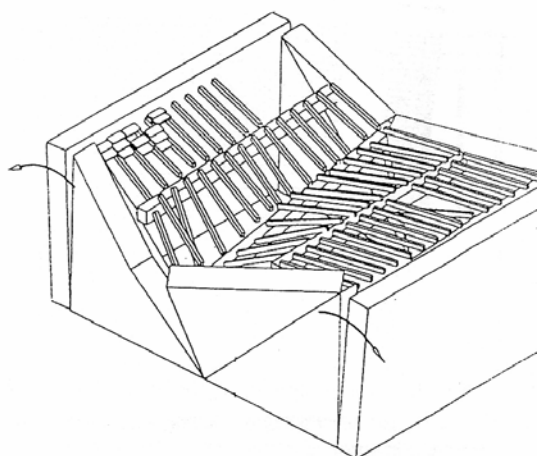


Fig. 4.3 – Flessione orizzontale in parete non confinata (Guerrieri, 1999)

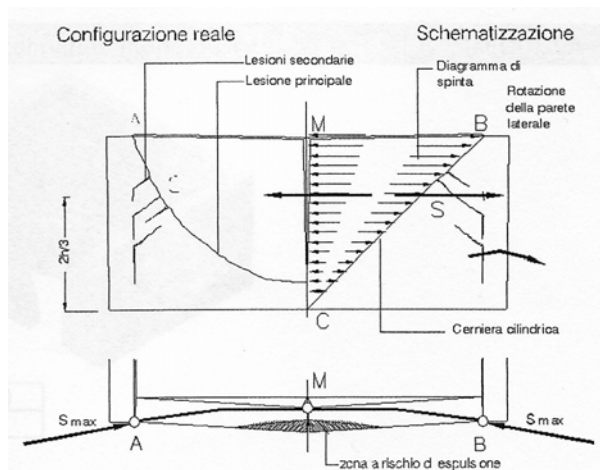


Fig. 4.4 – Formazione dei cunei triangolari di distacco (Guerrieri, 1999)

Poiché il carico verticale comprime i blocchi costituenti la struttura muraria l'uno contro l'altro lungo le superfici di appoggio, si comprende come gli effetti dell'azione sismica orizzontale debbano

vincere l'attrito che la compressione instaura tra le superfici e vadano quindi riducendosi con l'altezza. Tale 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.

Quando invece nella parete sono presenti aperture allineate in prossimità della parte alta allora la definizione dei macroelementi di collasso è significativamente condizionata dalle 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 presenta dissesti ed in presenza di buon ammorsamento lungo i cantonali, non è immediato definire la geometria del cinematismo più probabile. Occorre quindi calcolare vari moltiplicatori di collasso ed assumere quello minore come valore di λ da associare all'attivazione del meccanismo.

La definizione del modello per l'analisi richiede l'introduzione di qualche semplificazione al fine di rendere più agevole la procedura di valutazione del coefficiente λ . Come anzidetto, il meccanismo di collasso in esame (Fig. 4.4) 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, ed una in direzione verticale rivolta verso l'alto (oltre agli spostamenti in direzione ortogonale alla parete che descrivono 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 può perciò convenientemente trascurarli. Tutto ciò si traduce nell'esaminare il problema piano indicato in Fig. 4.5, riferito al piano rispetto al quale avviene la flessione orizzontale della struttura muraria, anziché il corrispondente 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. Si anticipa inoltre che in alcuni meccanismi simili, come ad esempio quello di sfondamento della parete del timpano (vedi Paragrafo 4.3), l'azione stabilizzante dei carichi verticali risulta più significativa rispetto al contenimento laterale esercitato dalla parete di facciata, ed in questi casi occorre quindi studiare il corrispondente cinematismo spaziale.

Una volta definito lo schema di calcolo al quale fare riferimento si valutano tutte le grandezze richieste dal modello di analisi (dimensioni e geometria dei macroelementi). Risultano inoltre definite le condizioni di vincolo (Fig. 4.5) 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. L'analisi consiste, anche in questo caso, nell'individuare le condizioni di equilibrio del sistema di forze agenti al fine di valutare l'entità del moltiplicatore di collasso λ delle forze orizzontali che determina l'attivazione del cinematismo. Come per i casi precedenti, il coefficiente λ viene valutato applicando il Principio dei Lavori Virtuali in termini di spostamenti.

Si procede quindi all'analisi del problema cinematico (virtuale) del sistema di corpi rigidi definiti, assegnando una rotazione virtuale unitaria $\psi = -1$ al corpo 1, così come indicato in Fig. 4.5 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 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 applicato 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 applicato in testa al corpo 2 rispetto al proprio polo di riduzione (carrello in B);
- x_{Gi} è la distanza orizzontale del baricentro del macroelemento i -esimo rispetto al proprio polo di riduzione.

Facendo riferimento alla teoria del primo ordine, dalle condizioni di congruenza degli spostamenti virtuali dei due macroelementi, si possono determinare i parametri di spostamento generalizzati che permettono di descrivere il cinematismo. Si fissano come poli di riferimento rispettivamente i punti A per il corpo 1 e B per il corpo 2, e si definiscono le condizioni di congruenza:

$$(4.1) \quad u_A = 0; v_A = 0; \theta_1 = -1; v_B = 0$$

Imponendo le ulteriori condizioni di congruenza in C, $u_{C1} = u_{C2}; v_{C1} = v_{C2}$, si ricava:

$$\begin{cases} u_{C1} = s \\ v_{C1} = -L_1 \end{cases} \text{ e } \begin{cases} u_{C2} = u_B - \varphi s \\ v_{C2} = -\varphi L_2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \varphi = L_1/L_2 \\ u_B = s(1 + L_1/L_2) \end{cases}$$

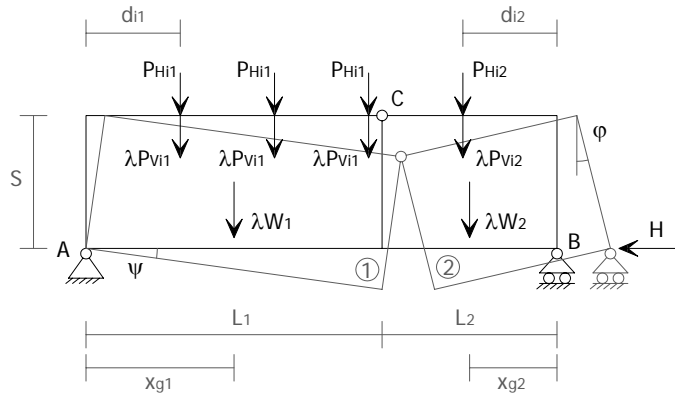


Fig. 4.5 – Schema di calcolo

Si determinano infine gli spostamenti generalizzati del sistema di corpi rigidi:

$$(4.2) \quad (u_{01}; v_{01}; \theta_1) = (u_A; v_A; \psi) = (0; 0; -1) \text{ e } (u_{02}; v_{02}; \theta_2) = (u_B; v_B; \varphi) = (s(1 + L_1/L_2); 0; L_1/L_2)$$

Gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione delle forze agenti sul sistema nella rispettiva direzione di azione:

$$(4.3) \quad \delta_{1y} = -x_{G1} \quad \delta_{2y} = -\frac{L_1}{L_2} \cdot x_{G2} \quad \delta_{Pi1y} = -d_{i1} \quad \delta_{Pi2y} = -\frac{L_1}{L_2} \cdot d_{i2} \quad \delta_{Hx} = s(1 + \frac{L_1}{L_2})$$

L'equazione dei Lavori Virtuali è:

$$(4.4) \quad -\lambda \cdot \left[W_1 \delta_{1y} + W_2 \delta_{2y} + \sum_i P_{Vi1} \delta_{Pi1y} + \sum_i P_{Vi2} \delta_{Pi2y} \right] - \sum_i P_{Hi1} \delta_{Pi1y} - \sum_i P_{Hi2} \delta_{Pi2y} - H \delta_{Hx} = 0$$

da cui si ricava:

$$\lambda \left[W_1 x_{G1} + W_2 \frac{L_1}{L_2} x_{G2} + \sum_i P_{Vi1} d_{i1} + \sum_i P_{Vi2} \frac{L_1}{L_2} d_{i2} \right] = H s \left(1 + \frac{L_1}{L_2} \right) - \sum_i P_{Hi1} d_{i1} - \sum_i P_{Hi2} \frac{L_1}{L_2} d_{i2}$$

Il moltiplicatore di collasso λ vale:

$$(4.5) \quad \lambda = \frac{H s \left(1 + \frac{L_1}{L_2} \right) - \sum_i P_{Hi1} d_{i1} - \sum_i P_{Hi2} \frac{L_1}{L_2} d_{i2}}{W_1 x_{G1} + W_2 \cdot \frac{L_1}{L_2} x_{G2} + \sum_i P_{Vi1} d_{i1} + \sum_i P_{Vi2} \frac{L_1}{L_2} d_{i2}}$$

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. 4.6 che rappresenta una porzione del muro di controvento al quale è vincolata la parete di Fig. 4.5, 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:

$$(4.6) \quad M_{S(A)} = W \frac{s_c}{2} + F_V d_V + P_S d + T h$$

$$(4.7) \quad M_{R(A)} = H h_H + F_H h_V + P_H h$$

Uguagliando i due si ottiene:

$$(4.8) \quad H = \frac{1}{h_H} \left(W \frac{s_c}{2} + F_V d_V + P_S d + T h - F_H h_V - P_H h \right)$$

Nelle precedenti espressioni i termini assumono il consueto significato, con pesi e azioni trasmesse dagli orizzontamenti valutati prefissando una adeguata lunghezza, circa un metro, 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 $h_H = h - \alpha b$ viene calcolata dopo aver fissato l'altezza b della fascia muraria coinvolta nel cinematiso. Il parametro α vale 0.5 se la fascia è rettangolare, .33 se è triangolare.

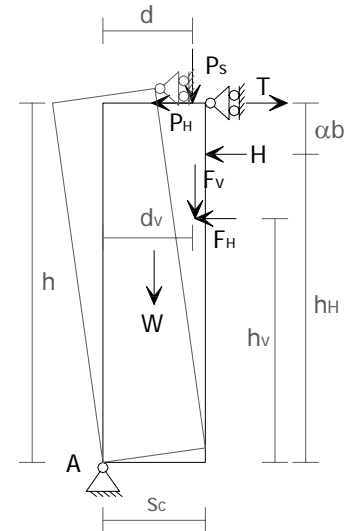


Fig. 4.6 – Schema di calcolo

4.1.2 Cinematiso di flessione orizzontale di parete monolitica efficacemente confinata

Il meccanismo di flessione orizzontale di parete monolitica vincolata alle murature 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 pareti 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 di 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 determinare 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. 4.7) 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. 4.7 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;
- 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.

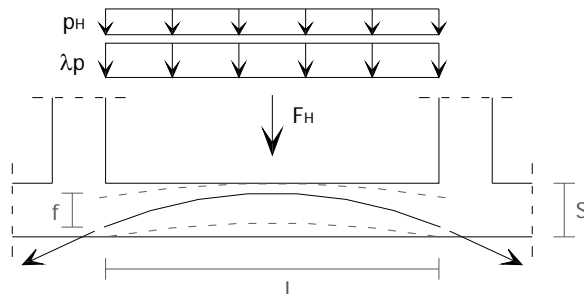


Fig. 4.7 - Schema di calcolo

Al variare del moltiplicatore λ 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. 4.9).

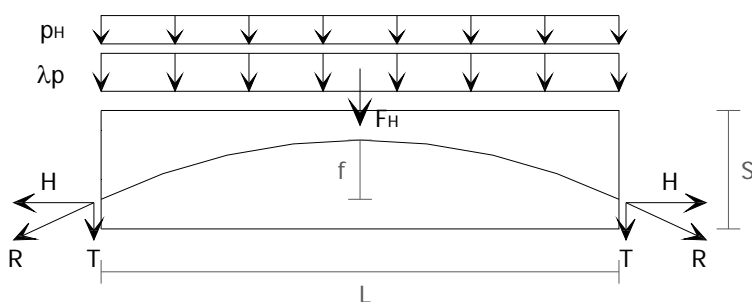


Fig. 4.8 - Arco di scarico nella muratura

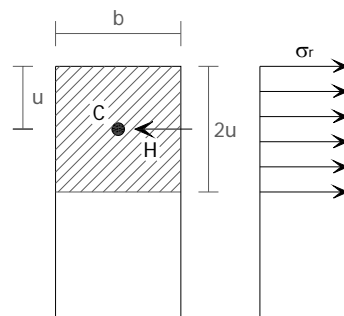


Fig. 4.9 - Sezione di mezzeria

In condizioni limite, con formazione di cerniere plastiche in mezzeria e alle sezioni di imposta dell'arco, risulta:

$$(4.9) \quad H = \frac{(\lambda p + p_H)L^2 + 2F_H L}{8f}$$

La forza normale massima sopportabile dalla sezione vale

$$(4.10) \quad H_u = 2\sigma_r ub$$

Dall'uguaglianza tra (4.9) e (4.10) e supponendo $u = (s - f)/2$ si ricava

$$(4.11) \quad \lambda = \frac{16\sigma_r ub(s - 2u)}{pL^2} - \frac{p_H L + 2F_H}{pL}$$

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 λ non può superare il valore massimo

$$(4.12) \quad \lambda_{\max} = \frac{2\sigma_r s^2 b}{pL^2} - \frac{p_H L + 2F_H}{pL}$$

che corrisponde a $u = s/4$. E' opportuno stimare il moltiplicatore effettivo considerando più valori di u , tenendo presente che, di solito, valori di u più bassi corrispondono a resistenze ultime della muratura più alti.

4.2 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 (par. 3.2).

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 (4.5) 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, tenendo presenti le difficoltà di un inquadramento rigoroso del fenomeno. Quando 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, per l'alloggio di canne fumarie per esempio, comportano la diminuzione della freccia dell'arco, con conseguente aumento degli sforzi alle imposte.

4.2.1 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 un cinematismo che interessa entrambi i paramenti il moltiplicatore è valutato con la relazione:

$$(4.13) \quad \lambda = \frac{H s_A \left(1 + \frac{L_1}{L_2}\right) - \sum_i P_{Hi1} d_{i1} - \sum_i P_{Hi2} \frac{L_1}{L_2} \cdot d_{i2}}{(W_{1A} + W_{1B}) x_{G1} + (W_{2A} + W_{2B}) \frac{L_1}{L_2} x_{G2} + \sum_i P_{Vi1} d_{i1} + \sum_i P_{Vi2} \frac{L_1}{L_2} \cdot d_{i2}}$$

I simboli utilizzati nella (4.13), dove P_H e P_V indicano le risultanti delle corrispondenti grandezze riferite ai paramenti A e B, sono indicati nello schema di Fig. 4.10.

Se si ipotizza un cinematisma che interessa il solo paramento esterno si utilizza ancora la (4.13) con i soli dati della cortina A.

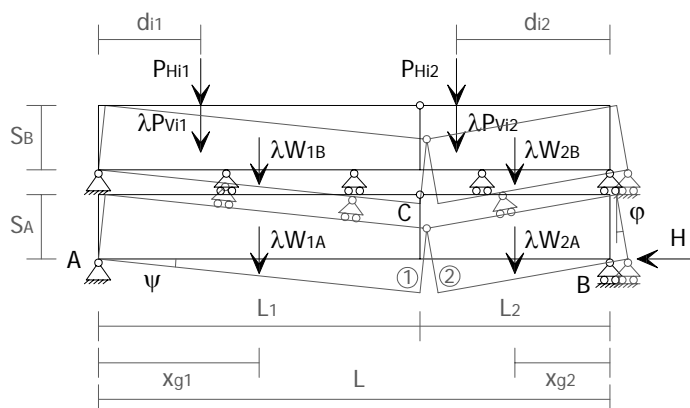


Fig. 4.10 – Schema di calcolo

4.2.2 Cinematisma 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 orizzontali sopportate da quest'ultimo.

$$(4.14) \quad \lambda = \frac{16\sigma_r ub(s_A - 2u)}{(p_A + \rho p_B)L^2} - \frac{\rho_H(p_H L + 2F_H)}{(p_A + \rho p_B)L}$$

4.3 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. 4.11).

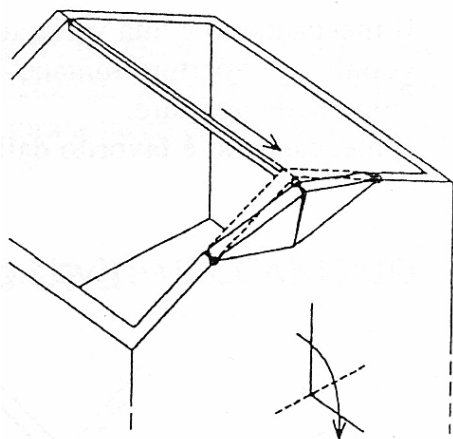


Fig. 4.11 – Meccanismo di sfondamento della parete del timpano (Foto da: MEDEA - Zuccaro, Papa - 2003, DPC)



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 interessare 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 α delle cerniere oblique rispetto all'orizzontale. Si osserva a tale riguardo che più l'angolo α 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. 4.5. 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. 4.12).

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. 4.13). Si ipotizza, anche, che sia possibile trascurare l'effetto di contenimento che si oppone all'allontanamento reciproco dei due macroelementi nel loro moto rigido.

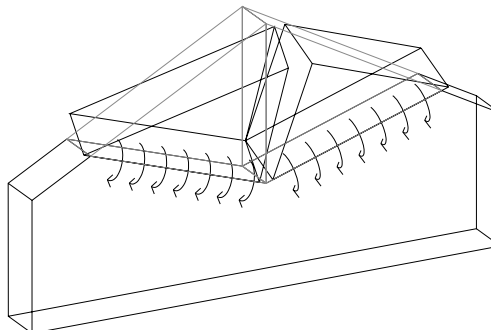


Fig. 4.12 - Evoluzione del cinematismo

Si definisce preliminarmente il riferimento di Fig. 4.13, 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.

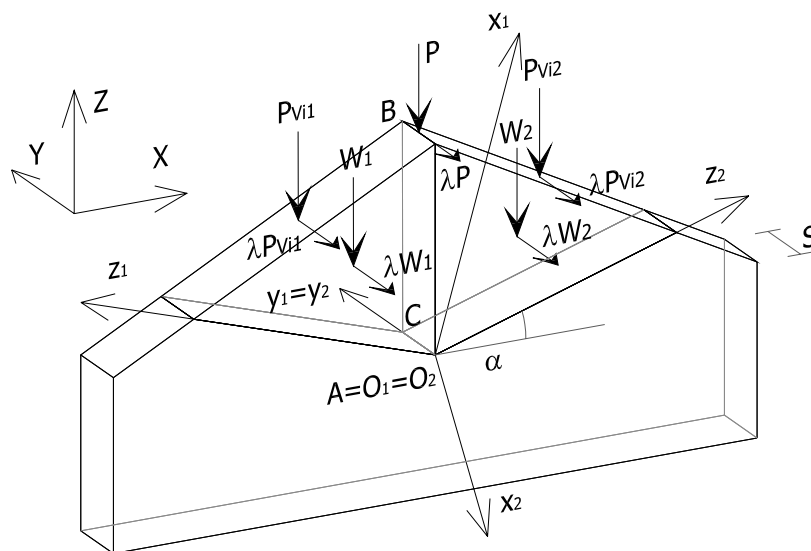


Fig. 4.13 - Schema di calcolo

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. 4.13).

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. 4.13); 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. 4.13:

- 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;
- α 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_i , 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} , w_{Pi} , 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:

$$\begin{cases} u_{C1} = s \\ v_{B1} = -x_{B1} \\ w_{C1} = w_{A1} \end{cases} \text{ e } \begin{cases} u_{C2} = u_{A2} - \varphi s \\ v_{B2} = -\varphi x_{B1} \\ w_{C2} = w_{A2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} u_{A2} = 0 \\ \varphi = 1 \\ w_{A1} = w_{A2} = stg\alpha \end{cases}$$

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:

$$(4.15) \quad \begin{aligned} U_1 &= (u_{01}; v_{01}; w_{01}; \theta_{x1}; \theta_{y1}; \theta_{z1}) = (u_{A1}, v_{A1}, w_{A1}, 0, 0, \psi) = (0; 0; (stg\alpha); 0; 0; -1) \\ U_2 &= (u_{02}; v_{02}; w_{02}; \theta_{x2}; \theta_{y2}; \theta_{z2}) = (u_{A2}, v_{A2}, w_{A2}, 0, 0, \varphi) = (0; 0; (stg\alpha); 0; 0; 1) \end{aligned}$$

Gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione delle forze agenti sul sistema nella rispettiva direzione di azione espressi nel sistema di riferimento globale, nel quale sono riferite anche le azioni, valgono:

$$(4.16) \quad \begin{aligned} \delta_{1x1} &= s/2 \Rightarrow \delta_{1z} = (s/2)\cos\alpha; & \delta_{1y1} &= \delta_{1y} = -x_{G1}; & \delta_{1z1} &= stg\alpha \Rightarrow \delta_{1z} = stg\alpha.sen\alpha; \\ \delta_{2x2} &= -s/2 \Rightarrow \delta_{2z} = (s/2)\cos\alpha; & \delta_{2y2} &= \delta_{2y} = -x_{G2}; & \delta_{2z2} &= stg\alpha \Rightarrow \delta_{2z} = stg\alpha.sen\alpha; \\ \delta_{px1} &= d_p \Rightarrow \delta_{pz} = d_p \cos\alpha; & \delta_{py1} &= \delta_{py} = -x_p; & \delta_{pz1} &= stg\alpha \Rightarrow \delta_{pz} = stg\alpha.sen\alpha \\ \delta_{pv1x1} &= d_{i1} \Rightarrow \delta_{pv1z} = d_{i1} \cos\alpha; & \delta_{pv1y1} &= \delta_{pv1y} = -x_{pv1}; & \delta_{pv1z1} &= stg\alpha \Rightarrow \delta_{pv1z} = stg\alpha.sen\alpha \\ \delta_{pv2x2} &= -d_{i2} \Rightarrow \delta_{pv2z} = d_{i2} \cos\alpha; & \delta_{pv2y2} &= \delta_{pv2y} = -x_{pv2}; & \delta_{pv2z2} &= stg\alpha \Rightarrow \delta_{pv2z} = stg\alpha.sen\alpha \end{aligned}$$

L'equazione dei Lavori Virtuali fornisce:

$$(4.17) \quad -\lambda \left[W_1 \delta_{1Y} + W_2 \delta_{2Y} + P \delta_{PY} + \sum_{i,j} P_{vij} \delta_{pvijY} \right] = W_1 \delta_{1Z} + W_2 \delta_{2Z} + P \delta_{PZ} + \sum_{i,j} P_{vij} \delta_{pvijZ}$$

da cui:

$$(4.18) \quad \lambda = \frac{(W_1 + W_2) \left(\frac{S}{2} \cos \alpha + w \right) + P (d_P \cos \alpha + w) + \sum_{i,j} P_{vij} (d_{ij} \cos \alpha + w)}{W_1 x_{G1} + W_2 x_{G2} + P x_P + \sum_{i,j} P_{vij} x_{pvij}}$$

essendo $w = stg\alpha \operatorname{sen}\alpha$.

Si osserva che nel caso limite in cui $\alpha = 0$, le cerniere cilindriche risultano orizzontali la relazione (4.18) esprime il moltiplicatore di collasso λ 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. 4.13). In tal caso risulta $w = atg\alpha \operatorname{sen}\alpha$, con a la distanza tra cerniera C e superficie esterna della parete del timpano.

4.4 ESEMPI APPLICATIVI

4.4.1 Flessione orizzontale di parete monolitica non confinata

Si prende in esame la parete di facciata (Fig. 4.14) 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 (pannello vincolato su tre lati) bisogna analizzare il comportamento per flessione orizzontale non confinata della parete in questione. A tal proposito si ipotizza la formazione di macroelementi di distacco individuati come indicato in Fig. 4.14 e si fa riferimento allo schema di calcolo di Fig. 4.5. Risultano definiti la geometria del sistema ed i carichi agenti sui macroelementi:

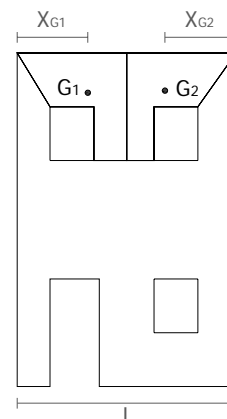


Fig. 4.14 – Parete di facciata

DATI INIZIALI

Geometria	Spessore della parete s [m]	0,40
	Lunghezza della parete L [m]	4,00
	Lunghezza del macroelemento i -esimo L_i [m]	2,00
	Profondità di competenza dell'orizzontamento l [m]	2,50
	Braccio orizzontale del carico in testa al corpo 1 d_{11} [m]	1,00
	Braccio orizzontale del carico in testa al corpo 1 d_{21} [m]	2,00
	Braccio orizzontale del carico in testa al corpo 2 d_{12} [m]	1,00
	Braccio orizzontale del baricentro del corpo i -esimo x_{Gi} [m]	1,30
Azioni	Peso specifico della muratura γ [kN/m ³]	22,00
	Peso proprio del macroelemento i -esimo W_i [kN]	20,00
	Carico verticale trasmesso dalla trave i -esima P_{vij} [kN]	1,60
	Spinta statica trasmessa dalla trave i -esima P_{Hij} [kN]	1,00
	Reazione alla spinta dell'arco orizzontale H [kN]	18,30

Si osserva che il moltiplicatore di collasso cercato è stato valutato collocando la sezione verticale di frattura in corrispondenza della sezione di mezzeria della parete; posizione alla quale è associabile, in relazione alle condizioni di carico ipotizzate, il valore minimo di λ .

Per un utile confronto nella tabella seguente sono illustrati i risultati ottenuti considerando le condizioni di flessione orizzontale di una fascia muraria (caso A), corrispondente al soprafinestra e di spessore pari a $b = 1$ m, e della geometria dei macroelementi indicata in Fig. 4.14 (caso B).

FLESSIONE ORIZZONTALE NON CONFINATA		
A	Posizione della sezione di frattura [m]	2,00
	Moltiplicatore di collasso minimo λ	0,256
B	Posizione della sezione di frattura [m]	2,00
	Moltiplicatore di collasso minimo λ	0,183

Si osserva la sensibile variabilità del valore del coefficiente sismico λ al variare della geometria dei macroelementi che caratterizzano il meccanismo. Ciò permette di supporre, in mancanza di un quadro fessurativo post-sismico che evidenzia i cinematismi attivati, l'opportunità di analizzare diverse geometrie di collasso e diversi schemi di riferimento rispetto ai quali valutare il valore minimo di λ che più probabilmente determina il collasso della struttura muraria. Un'ultima notazione riguarda la ricerca del valore di riferimento più plausibile da attribuire alla spinta orizzontale H dell'arco di scarico che esercita una influenza determinante sul moltiplicatore λ , e che deve quindi essere valutato con attenzione.

4.4.2 Flessione orizzontale di parete efficacemente confinata

La parete di facciata di Fig. 4.14 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 risulta 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. 4.7. 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
	Altezza della fascia muraria b [m]	1,00
	Lunghezza dell'area d'influenza dell'orizzontamento l [m]	1,33
Azioni	Peso specifico della muratura γ [kN/m ³]	22,00
	Carico trasmesso dall'orizzontamento p_s [kN/m ²]	1,20
	Carico verticale sulla parete p [kN/m]	10,40
	Spinta statica trasmessa dalla copertura p_H [kN/m]	1,00
	Spinta statica concentrata F_H [kN]	0,00
	Tensione a rottura della muratura σ_r [N/cm ²]	90

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). Nel caso B è stata utilizzata la (4.14) ipotizzando due paramenti di ugual spessore $s = 0,20$ m e assumendo $u = s/4$, $\rho = 0,20$ (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 quindi valutare l'influenza delle condizioni di maggiore vulnerabilità legate alle carenze costruttive della struttura muraria o alla presenza di aperture all'interno dello 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 λ	1,63
B	Spessore della sezione resistente [m]	0,20
	Moltiplicatore di collasso λ	0,625

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, il moltiplicatore sismico calcolato risulta 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 λ subisce una netta diminuzione con 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.

4.4.3 Meccanismo di sfondamento della parete del timpano

Si prende in esame la parete del timpano di un edificio isolato, descritta in Fig. 4.15, caratterizzata dall'assenza di collegamenti efficaci tra la struttura muraria e la copertura gravante su essa. La copertura è costituita da un tetto 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.

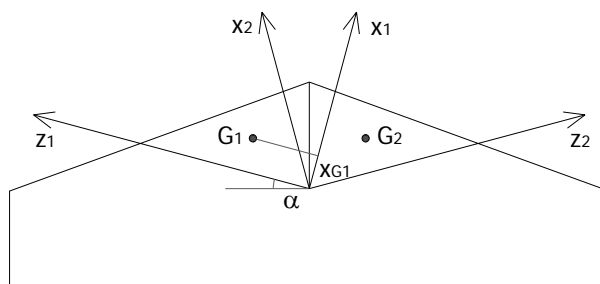


Fig. 4.15 – Parete del timpano

A tal proposito si ipotizza la formazione di macroelementi di distacco come indicato in Fig. 4.15, supponendo il problema simmetrico; si fa riferimento allo schema di calcolo di Fig. 4.13. Geometria del sistema ed i carichi agenti sui macroelementi sono indicati nelle seguenti tabelle:

DATI INIZIALI		
Geometria	Spessore della parete s [m]	0,40
	Profondità di competenza della trave di colmo L [m]	2,00
	Superficie d'influenza della copertura A [m ²]	5,32
	Pendenza della copertura β [°]	20
	Inclinazione delle sezioni di frattura α [°]	15
	Arretramento punto di applicazione trave di colmo d_p [m]	0,20
	Distanza del baricentro del corpo i -esimo dal polo x_{Gi} [m]	0,28
	Distanza, riferita all'asse x_1 , del colmo dall'origine x_p [m]	0,86
Azioni	Peso specifico della muratura γ [kN/m ³]	22,00
	Peso proprio del macroelemento i -esimo W_i [kN]	5,54
	Carico trasmesso dalla copertura p_s [kN/m ²]	1,20
	Carico trasmesso dalla trave di colmo P [kN]	7,33

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 α [°]	15
	Moltiplicatore di collasso λ	0,430
B	Inclinazione delle cerniere cilindriche α [°]	35
	Moltiplicatore di collasso λ	0,650

Si osserva che la diminuzione dell'inclinazione delle sezioni di frattura che delimitano i due macroelementi simmetrici influisce in maniera negativa sull'entità del coefficiente sismico λ , che si riduce. Il modello proposto consente infatti di valutare l'effetto stabilizzante prodotto da murature e copertura adiacenti ai macroelementi; l'incremento di λ è proprio dovuto, a parità di altezza dei corpi coinvolti nel cinematismo, all'effetto stabilizzante conseguente all'aumento di α . Le applicazioni numeriche mostrano inoltre che per piccoli valori dell'angolo α i valori di λ 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 inoltre che, in relazione all'osservazione di un quadro fessurativo rilevato, oppure di particolari condizioni di qualità della muratura o della 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.

5 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 che consentono una miglior comprensione della metodologia proposta e dei risultati ottenibili. 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.

5.1 RIBALTAMENTO COMPOSTO DI CUNEO DIAGONALE

I meccanismi di ribaltamento composto si manifestano attraverso la rotazione rigida delle pareti investite dall'azione sismica attorno a cerniere cilindriche orizzontali ed il trascinarsi 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 λ associato al cinematismo; λ 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. 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 λ 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. 5.1) poiché i meccanismi di collasso fuori dal piano possono svilupparsi con il coinvolgimento di porzioni di muratura di diversa ampiezza. 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 per i quali deve essere verificata l'efficacia dei vincoli che impediscono il ribaltamento dell'intera parete.

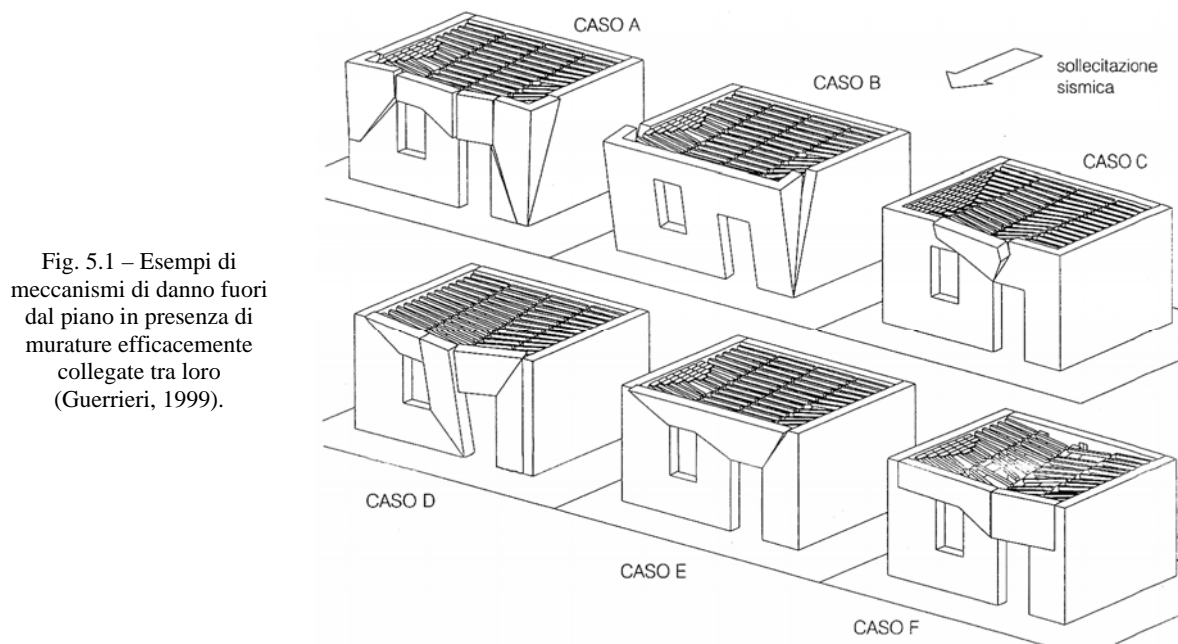


Fig. 5.1 – Esempi di meccanismi di danno fuori dal piano in presenza di murature efficacemente collegate tra loro (Guerrieri, 1999).

5.1.1 Cinematismo di ribaltamento composto di cuneo diagonale ad un piano

È questo il caso in cui l'assenza di trattenimento in testa all'elemento 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. 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 condotta qui con la scrittura diretta dell'equazione di equilibrio.

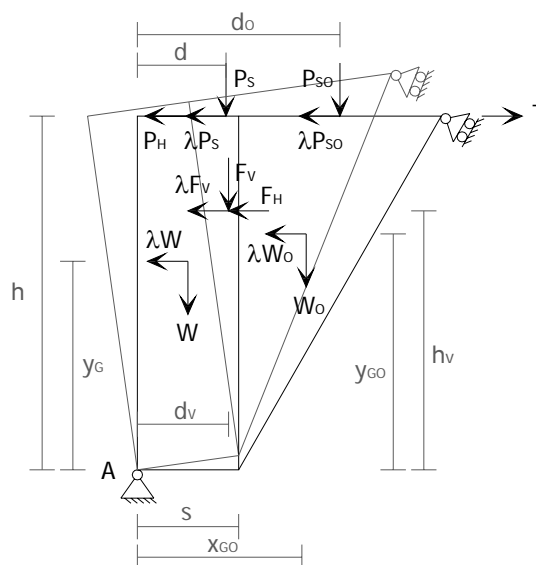


Fig. 5.2 – Schema di calcolo

Con riferimento allo schema di Fig. 5.2 dove:

- W è il peso proprio della parete di facciata;
- W_0 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:

$$(5.1) \quad M_{S(A)} = W \frac{s}{2} + F_V d_V + W_O x_{GO} + P_S d + P_{SO} d_O + T h$$

Il momento ribaltante risulta pari a:

$$(5.2) \quad M_{R(A)} = \lambda [W y_G + W_O y_{GO} + F_V h_V + P_S h + P_{SO} h] + F_H h_V + P_H h$$

Uguagliando i due termini precedenti si ricava il moltiplicatore di collasso λ :

$$(5.3) \quad \lambda = \frac{W \frac{s}{2} + F_V d_V + W_O x_{GO} + P_S d + P_{SO} d_O + T h - F_H h_V - P_H h}{W y_G + W_O y_{GO} + F_V h_V + P_S h + P_{SO} h}$$

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.

5.1.2 Cinematismo di ribaltamento composto di cuneo diagonale coinvolgente più piani

È il caso in cui in corrispondenza dei solai l'edificio è privo di dispositivi in grado di contrastare 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. 5.3). Il significato dei simboli di Fig. 5.3 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 al cuneo di distacco 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.

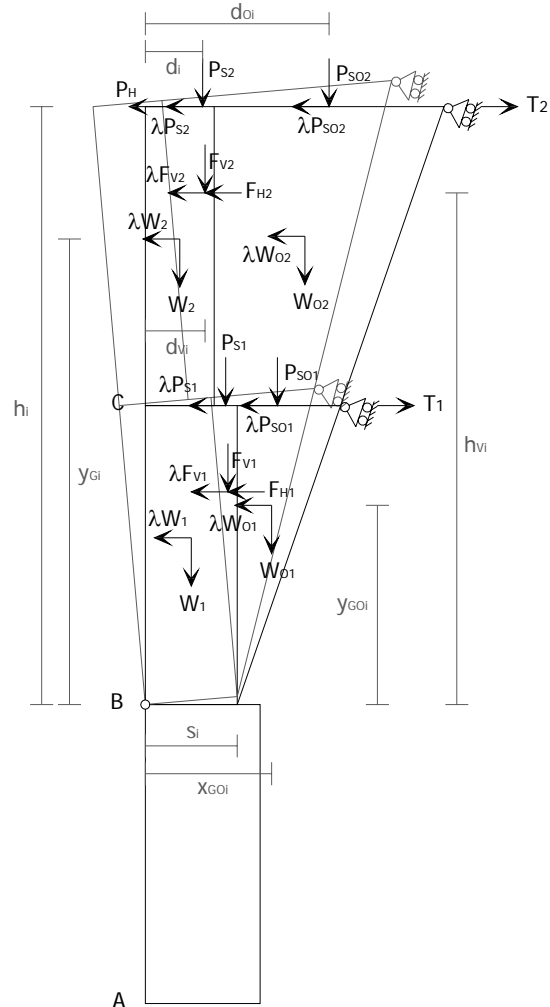


Fig. 5.3 – Schema di calcolo

Il momento stabilizzante vale:

$$(5.4) \quad M_S = \sum_i W_i \frac{s_i}{2} + \sum_i F_{Vi} d_{vi} + \sum_i W_{oi} x_{GOi} + \sum_i P_{Si} d_i + \sum_i P_{SOi} d_{oi} + \sum_i T_i h_i$$

Il momento ribaltante risulta pari a:

$$(5.5) \quad M_R = \lambda \left[\sum_i W_i y_{Gi} + \sum_i W_{oi} y_{GOi} + \sum_i F_{Vi} h_{vi} + \sum_i P_{Si} h_i + \sum_i P_{SOi} h_i \right] + \sum_i F_{Hi} h_{vi} + P_H h$$

Dall'uguaglianza tra i due risulta:

$$(5.6) \quad \lambda = \frac{\sum_i W_i \frac{s_i}{2} + \sum_i F_{Vi} d_{vi} + \sum_i W_{oi} x_{GOi} + \sum_i P_{Si} d_i + \sum_i P_{SOi} d_{oi} + \sum_i T_i h_i - \sum_i F_{Hi} h_{vi} - P_H h_i}{\sum_i W_i y_{Gi} + \sum_i W_{oi} y_{GOi} + \sum_i F_{Vi} h_{vi} + \sum_i P_{Si} h_i + \sum_i P_{SOi} h_i}$$

5.2 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. 5.4). 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, ma 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 λ 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., assume importanza il fenomeno dinamico del *colpo di frusta*, nella parte sommitale delle murature poste ortogonalmente alla direzione del sisma. Questo può indurre infatti 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 dell'orizzontamento indotto dalla dinamica del colpo di frusta. Il solaio, infatti, ricadendo sulla parete provoca la disgregazione della parte sommitale senza attivare un vero e proprio cinematismo. Da tutto ciò si desume l'opportunità di considerare con attenzione le condizioni che si rilevano negli edifici da esaminare e, eventualmente, adeguare il modello di calcolo. Per prendere in considerazione il fenomeno del colpo di frusta è possibile ad esempio trascurare nell'analisi del cinematismo in questione le azioni trasferite dall'orizzontamento in testa al macroelemento.

5.2.1 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. 5.4 dove:

- 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);

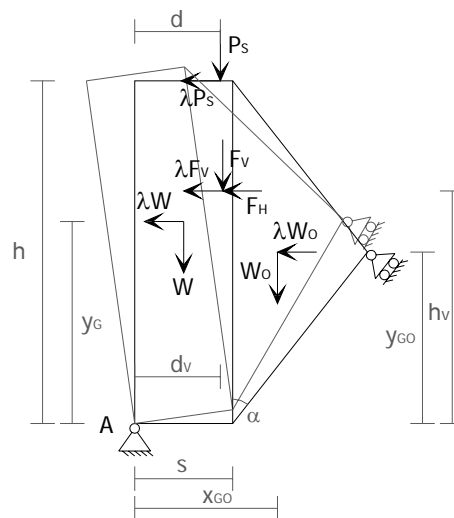


Fig. 5.4 - Schema di calcolo

- 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:

$$(5.7) \quad M_{S(A)} = W \frac{s}{2} + F_V d_V + W_O x_{GO} + P_S d$$

Il momento ribaltante risulta pari a:

$$(5.8) \quad M_{R(A)} = \lambda [W y_G + W_O y_{GO} + F_V h_V + P_S h] + F_H h_V$$

L'equilibrio è valutato, con riferimento alla Fig. 5.4, rispetto alla cerniera in A. Eguagliando i due termini precedenti e ricavando il moltiplicatore di collasso λ , si ottiene:

$$(5.9) \quad \lambda = \frac{W \frac{s}{2} + F_V d_V + W_O x_{GO} + P_S d - F_H h_V}{W y_G + W_O y_{GO} + F_V h_V + P_S h}$$

5.2.2 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 λ 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. 5.5) 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:

$$(5.10) \quad M_S = \sum_i W_i \frac{s_i}{2} + \sum_i F_{Vi} d_{Vi} + \sum_i W_{Oi} x_{GOi} + \sum_i P_{Si} d_i + \sum_i P_{SOi} d_{Oi} + \sum_i T_i h_i$$

Il momento ribaltante si valuta come:

$$(5.11) \quad M_R = \lambda \cdot \left[\sum_i W_i y_{Gi} + \sum_i W_{Oi} y_{GOi} + \sum_i F_{Vi} h_{Vi} + \sum_i P_{Si} h_i + \sum_i P_{SOi} h_i \right] + \sum_i F_{Hi} h_{Vi}$$

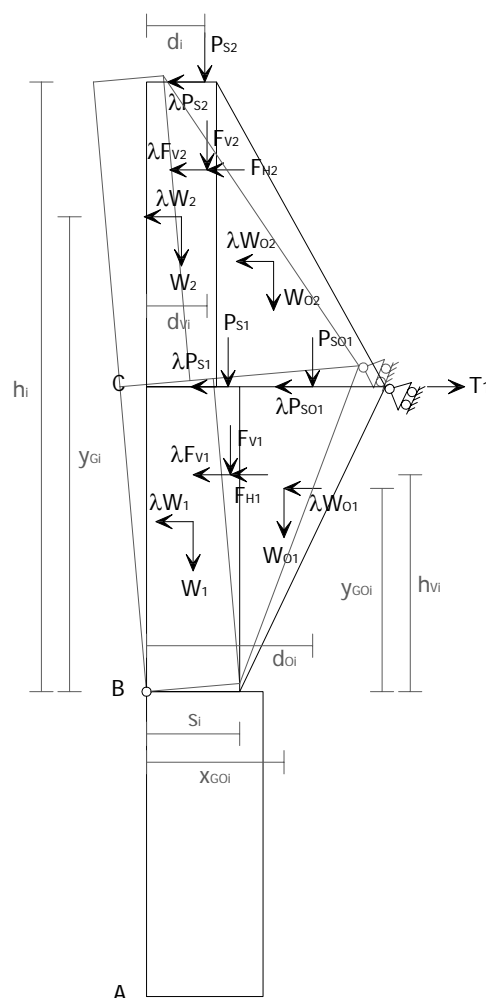


Fig. 5.5 – Schema di calcolo

Uguagliando i due termini si ricava il moltiplicatore di collasso λ :

$$(5.12) \quad \lambda = \frac{\sum_i W_i \frac{s_i}{2} + \sum_i F_{Vi} d_{Vi} + \sum_i W_{O_i} x_{GOi} + \sum_i P_{Si} d_i + \sum_i P_{SOi} d_{O_i} + \sum_i T_i h_i - \sum_i F_{Hi} \cdot h_{Vi}}{\sum_i W_i y_{Gi} + \sum_i W_{O_i} y_{GOi} + \sum_i F_{Vi} h_{Vi} + \sum_i P_{Si} h_i + \sum_i P_{SOi} h_i}$$

5.3 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 in questione 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. 5.6). 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 λ 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 λ calcolato come è illustrato qui di seguito.

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.

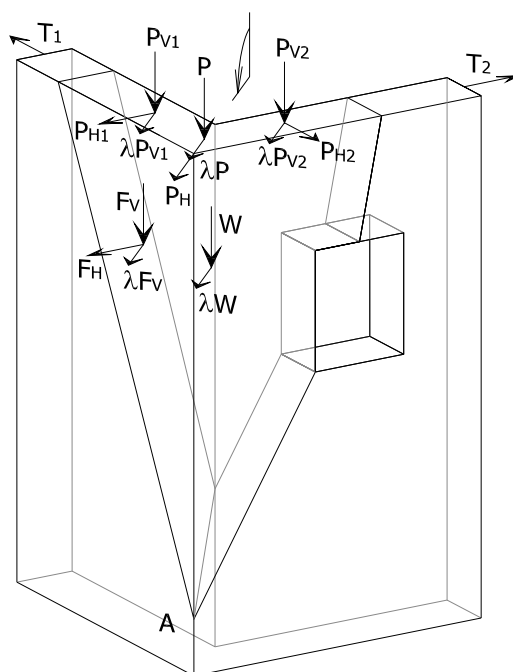


Fig. 5.6 – Ribaltamento del cantonale

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 della struttura reale.

Nello schema di Fig. 5.7 il macroelemento di Fig. 5.6 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;
- 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.

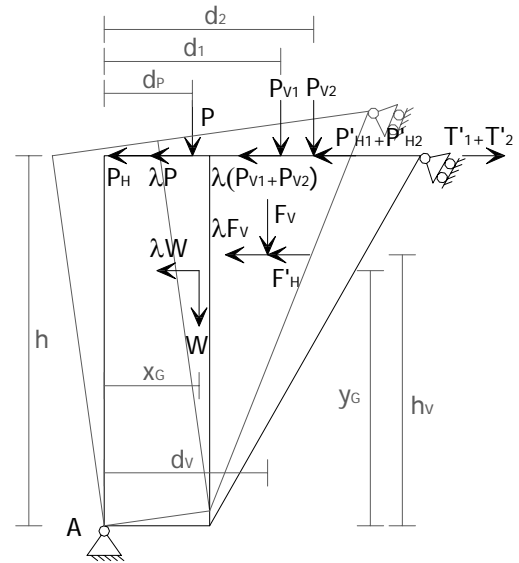


Fig. 5.7 - Schema di calcolo

Il braccio orizzontale x del generico carico verticale rispetto alla cerniera in A può essere valutato con la relazione:

$$(5.13) \quad x = D + \sqrt{2}/2(d - a)$$

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:

$$(5.14) \quad M_{S(A)} = W x_G + F_V d_V + P d_P + P_{V1} d_1 + P_{V2} d_2 + (T'_1 + T'_2) h$$

Il momento ribaltante è dato da:

$$(5.15) \quad M_{R(A)} = \lambda [W y_G + F_V h_V + (P + P_{V1} + P_{V2}) h] + F'_H h_V + (P_H + P'_{H1} + P'_{H2}) h$$

Uguagliando i due termini si ricava il moltiplicatore di collasso λ espresso da:

$$(5.16) \quad \lambda = \frac{W x_G + F_V d_V + P d_P + P_{V1} d_1 + P_{V2} d_2 + (T'_1 + T'_2) h - F'_H h_V - (P_H + P'_{H1} + P'_{H2}) h}{W y_G + F_V h_V + (P + P_{V1} + P_{V2}) h}$$

5.4 ESEMPI APPLICATIVI

5.4.1 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. 5.8), 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. 5.3. 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. 5.8, 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.

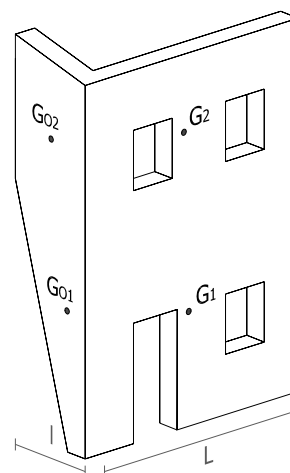


Fig. 5.8 – Parete ribaltante

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
	Lunghezza della parete di facciata L_i [m]	4,00	4,00
	Profondità di competenza del solaio sulla facciata [m]	2,00	-
	Massima lunghezza del cuneo l_i [m]	1,70	2,00
	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
	Ascissa del baricentro del cuneo x_{GOi} [m]	0,66	1,00
	Quota punto applicazione spinta archi-volte h_{vi} [m]	2,20	-
	Braccio orizzontale del carico del solaio d_i [m]	-	0,30
Braccio orizzontale carico solaio sul cuneo d_{Oi} [m]	-	1,00	
Azioni	Peso specifico della muratura γ [kN/m ³]	22,00	22,00
	Peso proprio della parete di facciata W_i [kN]	179,60	148,80
	Peso proprio del cuneo di distacco W_{Oi} [kN]	70,4	91,0
	Carico trasmesso dal solaio sulla facciata P_{Si} [kN]	-	2,20
	Carico trasmesso dal solaio sul cuneo P_{SOi} [kN]	-	7,40
	Componente verticale spinta archi-volte F_{vi} [kN]	67,00	-
	Componente orizzontale spinta archi-volte F_{Hi} [kN]	38,60	-
	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. 5.8) 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]	120,20	48,36
	Peso proprio del cuneo di distacco [kN·m]	137,46	79,58
	Carico del solaio [kN·m]	0,66	0,66
	Carico del solaio sul cuneo [kN·m]	7,40	7,40
	Azione di archi o volte [kN·m]	53,60	-
	Azione dei tiranti [kN·m]	-	-
Momento ribaltante	Inerzia delle pareti di facciata [kN·m]	1004,68	223,20
	Inerzia del cuneo di distacco [kN·m]	568,98	147,56
	Inerzia dei solai [kN·m]	13,64	6,60
	Inerzia dei solai sul cuneo [kN·m]	45,88	22,20
	Inerzia di archi o volte [kN·m]	147,40	-
	Spinta statica di archi o volte [kN·m]	84,92	-
	Spinta statica della copertura [kN·m]	-	-
MOLTIPLICATORE DI COLLASSO λ		0,132	0,340

Il confronto tra i valori di λ 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 per la 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 2.3.1) 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 λ ; 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.

5.4.2 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. 5.9), 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. 5.5. 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. 5.9), 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.

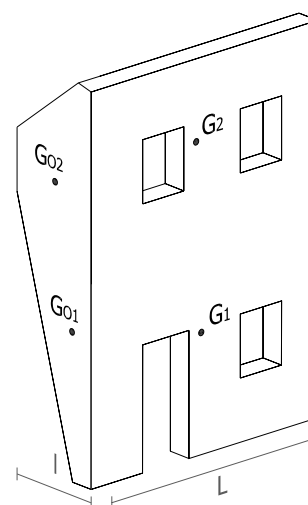


Fig. 5.9 – Parete ribaltante

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
	Lunghezza della parete di facciata L_i [m]	4,00	4,00
	Profondità di competenza del solaio sulla facciata [m]	2,00	-
	Massima lunghezza del cuneo l_i [m]	1,70	2,00
	Quota del baricentro della parete di facciata y_{Gi} [m]	1,70	4,70
	Quota del baricentro del cuneo y_{GOi} [m]	1,80	4,58
	Ascissa del baricentro del cuneo x_{GOi} [m]	0,66	0,90
	Quota punto applicazione spinta archi-volte h_{Vi} [m]	2,20	-
	Braccio orizzontale del carico del solaio d_i [m]	-	0,30
	Braccio orizzontale carico solaio sul cuneo d_{Oi} [m]	-	-
Azioni	Peso specifico della muratura γ [kN/m ³]	22,00	22,00
	Peso proprio della parete di facciata W_i [kN]	179,60	148,80
	Peso proprio del cuneo di distacco W_{Oi} [kN]	70,4	74,0
	Carico trasmesso dal solaio sulla facciata P_{Si} [kN]	-	21,50
	Carico trasmesso dal solaio sul cuneo P_{SOi} [kN]	-	-
	Componente verticale spinta archi-volte F_{Vi} [kN]	67,00	-
	Componente orizzontale spinta archi-volte F_{Hi} [kN]	38,60	-
	Azione del tirante T_i [kN]	-	-

Nella tabella seguente vengono confrontati i risultati ottenuti per il caso illustrato in Fig. 5.9 (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]	120,20	48,36
	Peso proprio del cuneo di distacco [kN·m]	113,06	55,86
	Carico del solaio [kN·m]	6,45	6,45
	Carico del solaio sul cuneo [kN·m]	-	-
	Azione di archi o volte [kN·m]	53,60	-
	Azione dei tiranti [kN·m]	-	-
Momento ribaltante	Inerzia delle pareti di facciata [kN·m]	1004,68	223,20
	Inerzia del cuneo di distacco [kN·m]	465,64	99,75
	Inerzia dei solai [kN·m]	133,30	64,50
	Inerzia dei solai sul cuneo [kN·m]	-	-
	Inerzia di archi o volte [kN·m]	147,40	-
	Spinta statica di archi o volte [kN·m]	84,92	-
MOLTIPLICATORE DI COLLASSO λ		0,119	0,286

Anche in questo caso il confronto dei valori di λ 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 cinematisimo coinvolge solo la parte alta dell'edificio, con il trascinamento dell'angolata correttamente eseguita. Rispetto al ribaltamento di

cuneo diagonale i valori ottenuti per λ 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 ammortato 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.

5.4.3 Meccanismo di ribaltamento del cantonale

Si prende in esame l'angolata libera di un edificio d'estremità di una schiera (Fig. 5.10), 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 riferire è quello indicato in Fig. 5.7. 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.

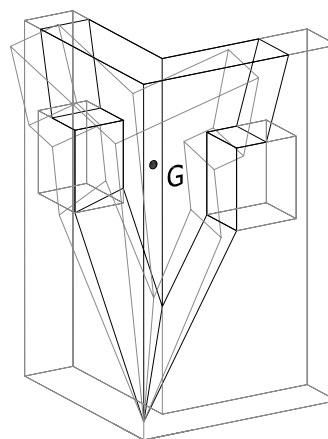


Fig. 5.10 – Cantonale

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.

DATI INIZIALI		
Geometria	Spessore della parete s [m]	0,65
	Altezza del cuneo di distacco h [m]	4,08
	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]	22,00
	Peso proprio del cuneo di distacco W [kN]	100,10
	Carico verticale trasmesso dal puntone P [kN]	3,40
	Spinta statica trasmessa dal puntone P_H [kN]	1,14
	Carico verticale in testa alla parete 1 P_{V1} [kN]	1,04
	Carico verticale in testa alla parete 2 P_{V2} [kN]	1,23
	Azione dei tiranti in testa al cuneo T' [kN]	-

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 12 kN ciascuno (caso B).

RIBALTAMENTO DEL CANTONALE (CASO)		A	B
Momento stabilizzante	Peso proprio del cuneo di distacco [kN·m]	86,21	86,21
	Carico trasferito dal puntone [kN·m]	2,64	2,64
	Carico verticale sulle pareti [kN·m]	2,70	2,70
	Azione dei tiranti [kN·m]	-	25,96
Momento ribaltante	Inerzia del cuneo [kN·m]	280,28	280,28
	Inerzia del puntone [kN·m]	13,87	13,87
	Inerzia carichi sulle pareti [kN·m]	9,26	9,26
	Spinta statica del puntone [kN·m]	4,65	4,65
	Spinta statica sulle pareti [kN·m]	-	-
MULTIPLICATORE DI COLLASSO λ		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.

6 CONCLUSIONI

La rassegna dei meccanismi proposti è utilizzabile per descrivere gran parte dei danneggiamenti rilevati sugli edifici scelti per rappresentare, a campione, gli scenari di danno prodotti dal terremoto umbro-marchigiano del 1997.

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.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Avorio, A., Borri, A., De Maria, A., 2002. Sisma Umbro Marchigiano del settembre 1997 e successivi a Sellano: comportamento di una schiera di edifici consolidati. *Ingegneria Sismica* (Anno XIX, N. 2).

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

Avorio, A., Borri, A., Corradi, M., 2003. *Ricerche per la ricostruzione – Iniziative di carattere tecnico e scientifico a supporto della ricostruzione*. Regione dell'Umbria. Roma: Edizioni DEI Tipografia del Genio Civile.

Dogliani, Francesco (Direttore della Ricerca), 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.

Giuffrè, Antonino, 1993. *Sicurezza e conservazione dei centri storici – Il caso Ortigia*. Bari: Editori Laterza.

Giuffrè, Antonino, 1991. *Lecture sulla Meccanica delle Murature Storiche*. Roma: Edizioni Kappa.

Gurrieri, Francesco (a cura di), 1999. *Manuale per la riabilitazione e la ricostruzione postsismica degli edifici*. Regione dell'Umbria. Roma: Edizioni DEI Tipografia del Genio Civile.

Lagomarsino, Sergio (Responsabile del Progetto), 1999. *Modelli semplificati per il calcolo della vulnerabilità delle costruzioni storiche e della sicurezza a seguito di interventi di miglioramento sismico*. Convenzione di Ricerca con il DISEG – Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica – Università di Genova.

Luongo, A., Paolone, A., 1997. *Meccanica delle strutture – Sistemi rigidi ad elasticità concentrata*. Milano: Masson S.p.A..

OPCM, Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri, 2004. *Bozza di Testo Coordinato dell'Allegato 2 – Edifici dell'OPCM 3274/2003 recante Norme Tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici*. (aggiornamento 09 settembre 2004).

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, 30 luglio 2003.

Zuccaro, G., Papa, F., 2003. CD Multimediale *MEDEA – Manuale di Esercitazioni sul Danno Ed Agibilità per edifici ordinari in muratura*. Ed. CAR Progetti s.r.l. per il Dip. Prot. Civ. Uff. SSN - Roma, ottobre 2003

APPENDICE – Applicativi per la valutazione del coefficiente sismico λ con riferimento ai diversi meccanismi di collasso esaminati

Nell'ambito delle attività svolte sono stati messi a punto una serie di fogli di calcolo che permettono la valutazione automatica dei moltiplicatori delle azioni orizzontali λ associati ai meccanismi di collasso locali degli edifici ordinari in muratura, trattati secondo la metodologia illustrata nella relazione “*Definizione di modelli per l'analisi strutturale degli edifici in muratura*”. Lo scopo è quello di fornire un agile strumento per l'analisi delle condizioni di equilibrio limite secondo il metodo dei macroelementi a partire dalla semplice conoscenza delle caratteristiche geometriche e di carico degli edifici osservati.

Una volta note le condizioni di vincolo fra i componenti dell'organismo edilizio in esame ed avendo evidenziato le eventuali sconnessioni prodotte da sismi precedenti è possibile individuare i cinematici attivati o attivabili ed i 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 di tutte le grandezze necessarie per la valutazione del coefficiente λ in base ai criteri esposti all'interno della suddetta relazione.

Per valutare le condizioni di collasso di un edificio caratterizzato da assenza di comportamento strutturale d'insieme secondo i modelli proposti, occorre determinare un ridotto numero di grandezze geometriche e di carico di immediata definizione anche a partire da una conoscenza limitata (OPCM, 2004) dell'edificio. L'utilizzo dei fogli di calcolo proposti permette poi di conoscere in automatico l'entità del coefficiente di collasso λ e di eseguire verifiche strutturali con estrema rapidità.

Nella Fig. 1 viene illustrata come esempio la schermata d'interfaccia del foglio di calcolo, tratto dall'applicativo in questione, che permette la valutazione del moltiplicatore di collasso nel 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 tre sezioni principali: *Dati Iniziali*, *Dati di Calcolo* e *Moltiplicatore di Collasso λ* , e presentano lo schema di analisi di riferimento così come definito all'interno della relazione. 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 relazione e nello schema grafico riportato, al fine di agevolare la compilazione dei fogli di calcolo. I dati immessi vengono riferiti ai diversi piani dell'edificio (ciascun piano è indicato in una riga) ed è opportuno procedere alla compilazione dei fogli partendo dal livello più basso del fabbricato, ad eccezione di quelle informazioni che valgono in generale o che sono associate ad un unico livello (ad esempio la copertura).

Nella parte *Dati di Calcolo* e *Moltiplicatore di Collasso λ* sono infine proposte le informazioni elaborate secondo i modelli di analisi descritti nella relazione. A seconda del tipo di meccanismo di collasso trattato, la struttura dei fogli di calcolo può subire delle inevitabili variazioni ma l'impostazione generale viene comunque mantenuta.

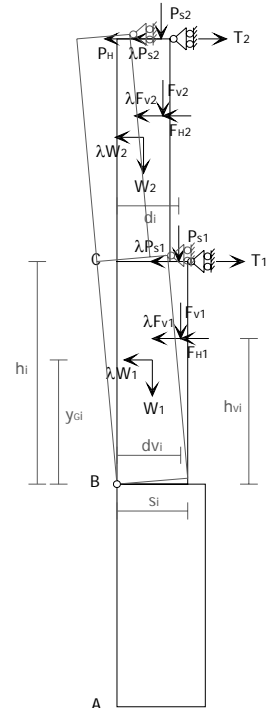
MECCANISMO DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

Valutazione dei moltiplicatori di collasso λ 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 si considera il ribaltamento della stessa per diverse posizioni della cerniera cilindrica in corrispondenza dei vari orizzontamenti. In tal caso occorre immettere i dati richiesti per piani successivi dell'edificio, partendo dal più basso (Elevazione 1). Nei casi in cui il macroelemento ribaltante sia caratterizzato da geometria irregolare in facciata non bisogna riempire la sezione "Geometria della facciata" ma occorre inserire i dati relativi al baricentro della parete ed al suo peso proprio nella sezione "Caratterizzazione geometrica dei macroelementi".

DATI INIZIALI	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]
	Elevazione	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	1,00	2,00	3,10	2,30	4,00		
2	1,00	2,00	4,00	2,40	4,00	22,00	0,00	
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	0,80	3,20		0,80	2,20	1,71	
2	0,65	3,00	0,55	0,65		1,50	
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_{Hi} [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	179,52				67,00	38,60	
2	148,72		22,00				
3	0,00						
4	0,00						



DATI DI CALCOLO	MOMENTO STABILIZZANTE				
	Ribaltamento delle elevaz.	Peso proprio pareti	Carico solai	Carico archi o volte	Azione tiranti
	4 - 3 - 2 - 1	120,14	12,10	53,60	0,00
	4 - 3 - 2	48,33	12,10	0,00	0,00
	4 - 3	0,00	0,00	0,00	0,00
	4	0,00	0,00	0,00	0,00

DATI DI CALCOLO	MOMENTO RIBALTANTE					
	Ribaltamento delle elevaz.	Inerzia pareti	Inerzia solai	Inerzia archi o volte	Spinta statica archi o volte	Spinta statica copertura
	4 - 3 - 2 - 1	1006,63	136,40	147,40	84,92	0,00
	4 - 3 - 2	223,08	66,00	0,00	0,00	0,00
	4 - 3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

- 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

CALCOLO DEL MOLTIPLICATORE DI COLLASSO λ	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di λ
	4 - 3 - 2 - 1	0,078
	4 - 3 - 2	0,209
	4 - 3	
	4	

(*) 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 applicativo proposto: foglio di calcolo che permette la valutazione dei coefficienti di collasso relativi ai cinematismi di ribaltamento semplice di parete monolitica coinvolgente uno o più piani dell'edificio esaminato.

ALLEGATI – Applicazione dei modelli proposti agli edifici rilevati nell'ambito della Convenzione

I modelli di analisi strutturale innanzi definiti sono applicati ad alcuni edifici rappresentativi del campione censito nell'ambito della Convenzione "Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura". Gli organismi esaminati sono stati selezionati all'interno della popolazione censita 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, 2004 considerando, al fine della valutazione degli effetti dell'azione sismica, la seguente formula di combinazione dei carichi gravitazionali agenti sugli elementi strutturali esaminati:

$$(A.1) \quad G_K + \sum_i (\psi_{Ei} \cdot Q_{Ki})$$

dove:

- 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 dei danni prodotti dal sisma del 1997 ha permesso di evidenziare le carenze strutturali e di ipotizzare con sufficiente attendibilità le probabili condizioni di collasso. Per essi viene proposta una breve descrizione dello stato di dissesto e dei meccanismi attivabili, nonché la quantificazione della vulnerabilità sismica attraverso la valutazione dei coefficienti di collasso λ 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 esaminati.

A.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 sbazzata 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.

Il danneggiamento 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. A.1 sono riportate una pianta dell'edificio ed i prospetti a nord-est e nord ovest, estratti dalla predetta scheda dell'edificio.

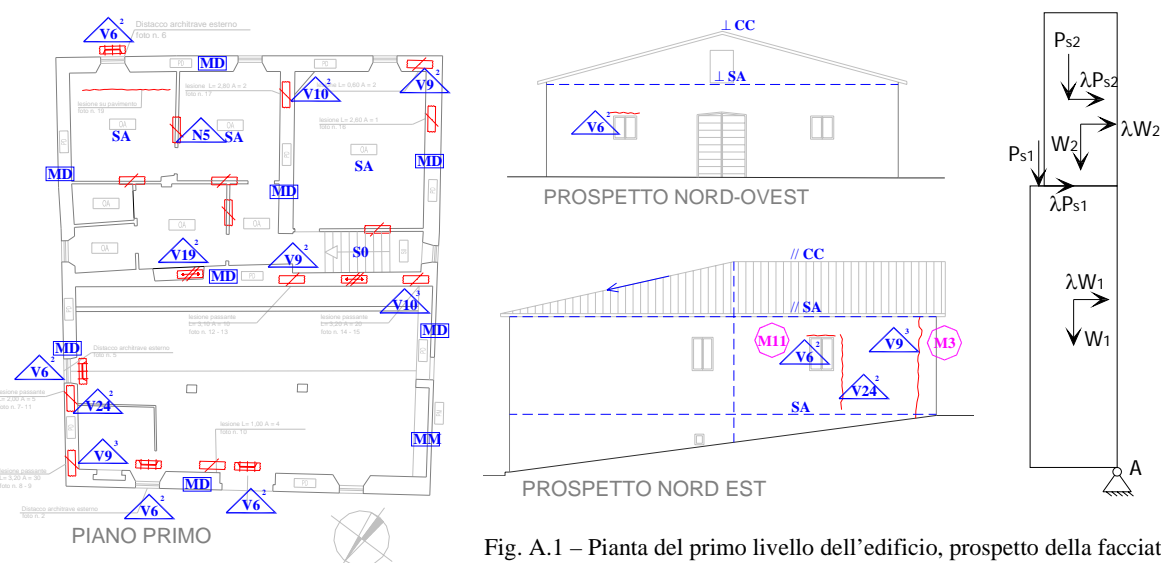


Fig. A.1 – Piano del primo livello dell'edificio, prospetto della facciata ribaltante e di quella ad essa ortogonale, e schema di calcolo

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. Quanto ipotizzato è confermato in particolare dalla individuazione di un cinematiso di ribaltamento semplice già attivato dal sisma del 1997, e sul quale si intende porre l'attenzione nella presente applicazione, e che interessa l'intera parete di facciata a nord-ovest dell'edificio (Fig. A.1 e Fig. A.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. A.1 e Fig. A.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. A.2).

Lo schema di calcolo al quale fare riferimento è indicato in Fig. A.1, nella 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. In particolare, si è fatto riferimento ai seguenti carichi unitari:

ANALISI DEI CARICHI SUL MACROELEMENTO		
Carichi permanenti	Muratura di pietra sbazzata [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. A.2 – 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.



Le caratteristiche geometriche della facciata e le azioni che si esercitano sul macroelemento, definite secondo lo schema di analisi descritto nel Capitolo 2 e valutate in relazione alle informazioni ricavate dagli elaborati grafici disponibili, sono riepilogate nella tabella sottostante. Si osserva in particolare che l'azione esercitata dalla copertura a livello di sottotetto è valutata come la risultante dei carichi trasmessi da ognuna delle travi lignee orizzontali a sostegno del tetto in testa alla parete del timpano.

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 [m ²]	33,50	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]	386,00	102,00
	Carico trasmesso dal solaio P_{Si} [kN]	34,71	75,53

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. A.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 x quelli già valutati per il caso precedente. Si ha infine:

RIBALTAMENTO DELLA FACCIATA DI NORD-OVEST (CASO)		A	B
Momento stabilizzante	Peso proprio delle pareti [kN·m]	141,30	92,50
	Carico dei solai [kN·m]	40,71	29,68
Momento ribaltante	Inerzia delle pareti [kN·m]	1039,72	1039,72
	Inerzia dei solai [kN·m]	420,75	420,75
MOLTIPLICATORE DI COLLASSO λ		0,125	0,084

Si osserva come l'ipotesi di arretramento della cerniera cilindrica rispetto alla quale avviene il ribaltamento della facciata posteriore comporti una apprezzabile riduzione del coefficiente sismico λ . Si fa notare infine che nella valutazione del moltiplicatore di collasso non si è tenuto in conto l'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 λ determinati risultano comunque cautelativi.

A.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. alla 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. A.3). La struttura muraria è realizzata da muratura di pietra sbazzata 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 spancamenti 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. A.3 sono riportate piante, prospetti ed una sezione del fabbricato in esame con l'indicazione del danneggiamento rilevato, estratti dalla predetta scheda dell'edificio.

Il fabbricato risulta quindi 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 λ che determina la crisi del sistema strutturale in esame.

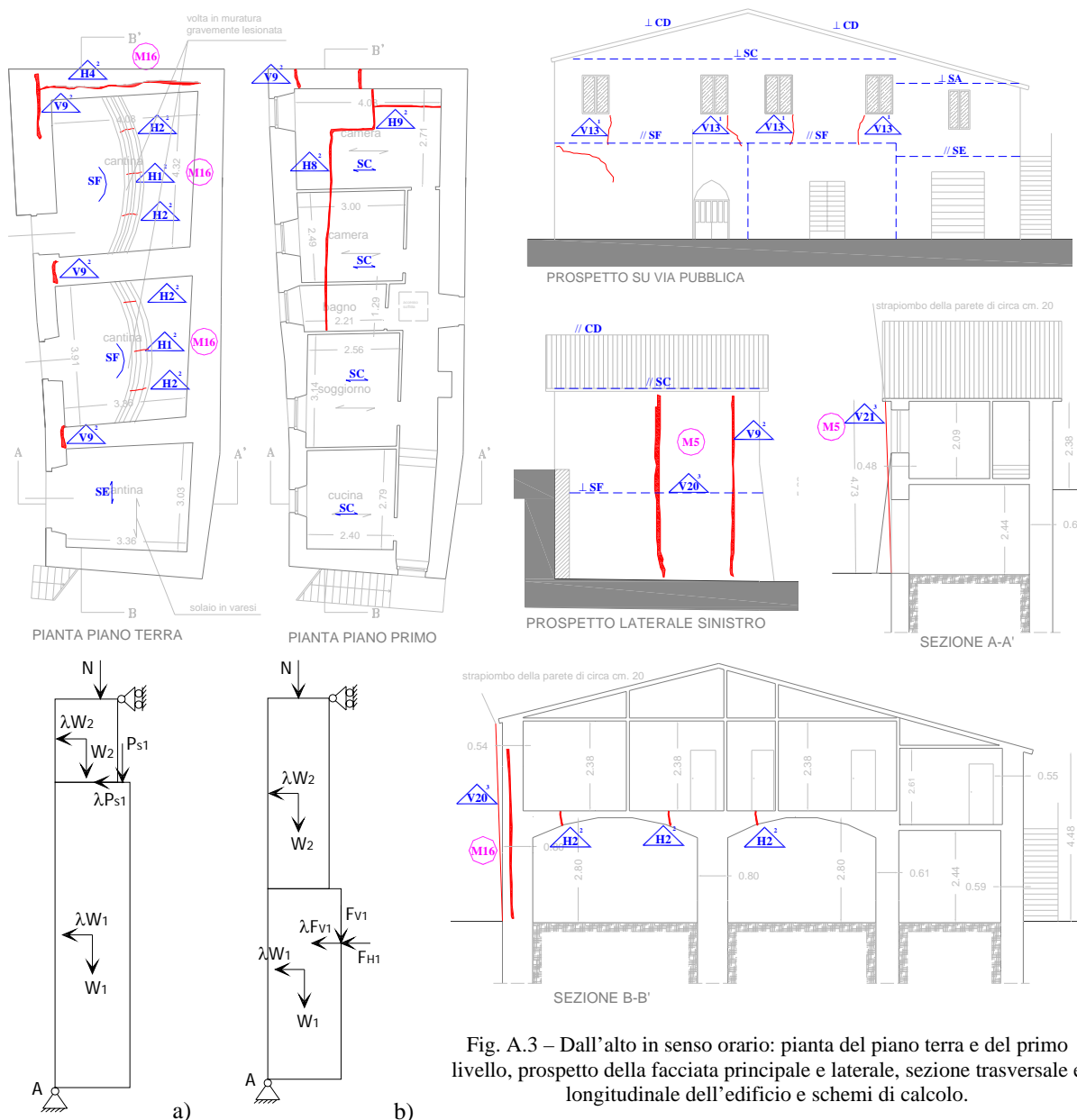


Fig. A.3 – Dall'alto in senso orario: pianta del piano terra e del primo livello, prospetto della facciata principale e laterale, sezione trasversale e longitudinale dell'edificio e schemi di calcolo.

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. A.3a e Fig. A.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. 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 sbazzata [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 e compresa tra la seconda e la terza finestra del primo piano (Fig. A.3). Le caratteristiche geometriche della tesa muraria considerata e le azioni che si esercitano sul macroelemento, definite secondo lo schema di analisi descritto nel Capitolo 3 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 L_i [m]	1,40	1,40
	Altezza d'interpiano h_i [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	-
	Quota del baricentro della parete y_{Gi} [m]	3,35	0,80
Azioni	Peso proprio della parete W_i [kN]	150,08	30,00
	Carico trasmesso dal solaio P_{Si} [kN]	10,00	-
	Carico trasmesso in testa alla parete N [kN]	-	22,00

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. A.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]	6,86
Moltiplicatore di collasso λ	0,240

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 laterale dell'edificio (Fig. A.3). Le caratteristiche geometriche della parete in questione e le azioni che si esercitano sul macroelemento individuato, definite secondo lo schema di analisi descritto nel Capitolo 3 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 L_i [m]	2,50	2,50
	Altezza d'interpiano h_i [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 verticale della spinta della volta h_{Vi} [m]	2,85	-
	Quota del baricentro della parete y_{Gi} [m]	1,85	1,50
Azioni	Peso proprio della parete W_i [kN]	175,75	105,00
	Carico trasmesso in testa alla parete N [kN]	-	10,70
	Componente verticale della spinta della volta F_{Vi} [kN]	48,00	-
	Componente orizzontale della spinta della volta F_{Vi} [kN]	75,50	-

Si ottiene quindi:

FLESSIONE VERTICALE DEL PROSPETTO LATERALE	
Quota della cerniera cilindrica dalla base [m]	4,45
Moltiplicatore di collasso λ	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.

A.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. alla 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. A.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. A.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 da 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 ammortate alle murature di sostegno. Nella Fig. A.4 sono riportate la pianta del piano terra, prospetti ed una sezione trasversale del fabbricato in esame con l'indicazione del danneggiamento rilevato, estratti dalla predetta scheda 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 orizzontamenti 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. A.4) mostra innanzitutto l'insufficiente dimensionamento dello stesso; l'assenza di adeguati vincoli di connessione con le strutture del tetto, lo rende maggiormente esposto al crollo, per effetto dell'azione ciclica di martellamento esercitata dalle travi di copertura in condizioni sismiche.

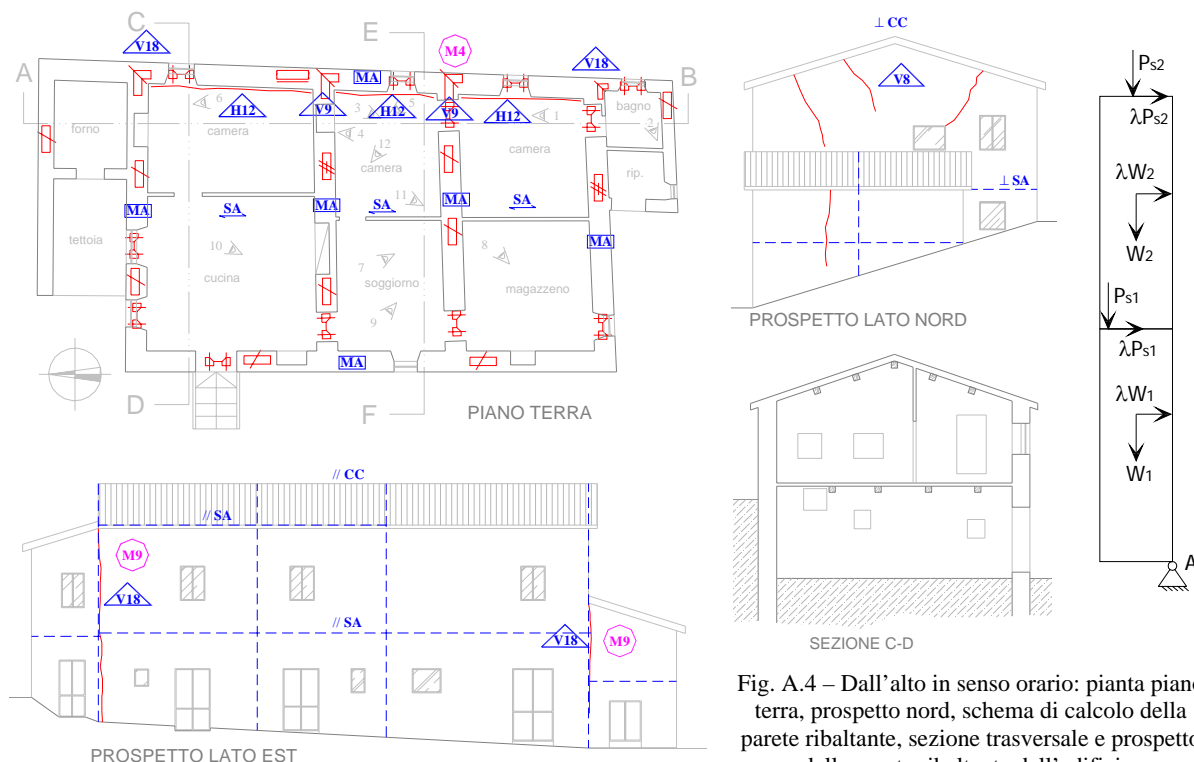


Fig. A.4 – Dall'alto in senso orario: pianta piano terra, prospetto nord, schema di calcolo della parete ribaltante, sezione trasversale e prospetto della parete ribaltante dell'edificio.

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 λ 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
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. A.4. Le caratteristiche geometriche della parete considerata e le azioni che si esercitano sul macroelemento, definite secondo lo schema di analisi descritto nel Capitolo 2 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 [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]	398,00	473,00
	Carico trasmesso dal solaio P_{Si} [kN]	11,20	38,30

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. A.4). Si ha quindi:

RIBALTAMENTO DELLA FACCIATA PRINCIPALE (CASO)		A	B
Momento stabilizzante	Peso proprio delle pareti [kN·m]	261,30	174,20
	Carico dei solai [kN·m]	21,37	16,42
Momento ribaltante	Inerzia delle pareti [kN·m]	2675,95	2675,95
	Inerzia dei solai [kN·m]	244,25	244,25
MOLTIPLICATORE DI COLLASSO λ		0,097	0,065

Si esamina poi il meccanismo di sfondamento della parete del timpano. Con riferimento al modello di analisi illustrato nel Capitolo 4, la geometria dei macroelementi interessati dal cinematisma in questione è stata definita in funzione del quadro fessurativo rilevato nel prospetto sul lato nord dell'edificio (Fig. A.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.

Le caratteristiche geometriche dei corpi così individuati e le azioni che si esercitano sugli stessi, definite secondo lo schema di analisi descritto nel Capitolo 4 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 ribaltante del timpano [m ²]	9,80
	Superficie d'influenza di ogni trave di copertura [m ²]	4,23
	Pendenza della copertura β [°]	18
	Inclinazione delle sezioni di frattura α [°]	44
	Arretramento punto di applicazione carico trasmesso da trave di colmo d_p [m]	0,50
	Arretramento punto di applicazione carichi verticali delle travi parallele d_{ij} [m]	0,50
	Distanza del baricentro del corpo i -esimo dal polo x_{Gi} [m]	0,85
	Distanza, riferita all'asse x_l , del punto di colmo dall'origine x_p [m]	2,54
	Distanza, riferita all'asse x_j , dell' i -esimo carico verticale dall'origine x_{pvij} [m]	1,27
Azioni	Peso proprio del macroelemento i -esimo W_i [kN]	58,80
	Carico trasmesso dalla trave di colmo P [kN]	6,76
	Carico verticale trasmesso dall' i -esima trave di copertura parallela p_{vij} [kN]	6,76

Nella valutazione del moltiplicatore sismico λ 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 della muratura durante l'evoluzione del meccanismo. L'ipotesi è giustificata in questo caso dalla cattiva qualità della muratura. A tal fine si considera anche il caso 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). Con tali ipotesi si ottiene infine:

SFONDAMENTO DELLA PARETE DEL TIMPANO		
A	Arretramento del punto di contatto tra i corpi ribaltanti [m]	0,60
	Moltiplicatore di collasso λ	0,656
B	Arretramento del punto di contatto tra i corpi ribaltanti [m]	0,40
	Moltiplicatore di collasso λ	0,519

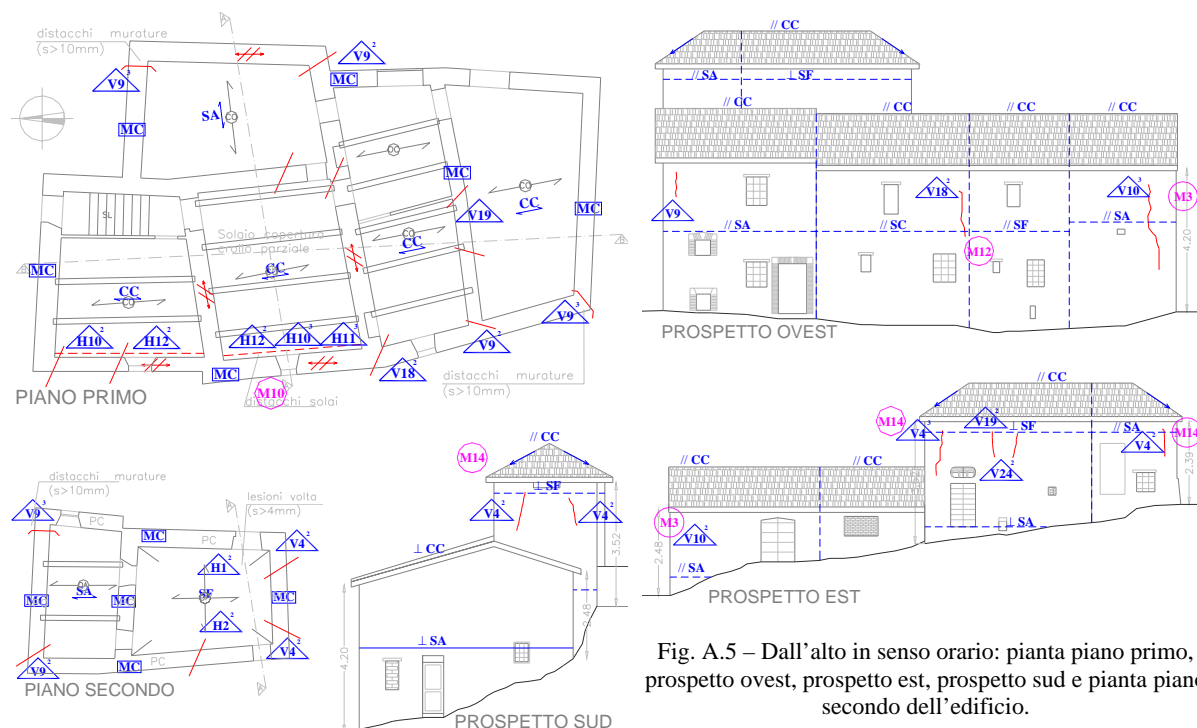
Il coefficiente sismico valutato relativamente al cinematismo di ribaltamento della parete di facciata sul lato est del fabbricato risulta piuttosto modesto e lo è ancor più se si considerano le ridotte caratteristiche meccaniche della struttura muraria costituente l'edificio. L'attivazione del meccanismo 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.

A.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. A.5).

La struttura muraria è realizzata con muratura di pietra sbazzata 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 spingente 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 inoltre, 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. A.5). Si riscontrano poi danni alle strutture orizzontali localizzati in corrispondenza della parete sul prospetto ovest dell'edificio e rappresentati da lesioni da 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. A.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. A.6 sono illustrati alcuni dei dissesti più significativi rilevati.



La lettura del quadro dei danni riportati dall'edificio permette di individuare i meccanismi di collasso attivati a seguito del sisma del 1997 e rappresentati principalmente: dal ribaltamento della facciata sul prospetto sud del fabbricato (Fig. A.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; 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. A.5 e Fig. A.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 distacco di cunei diagonali 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.

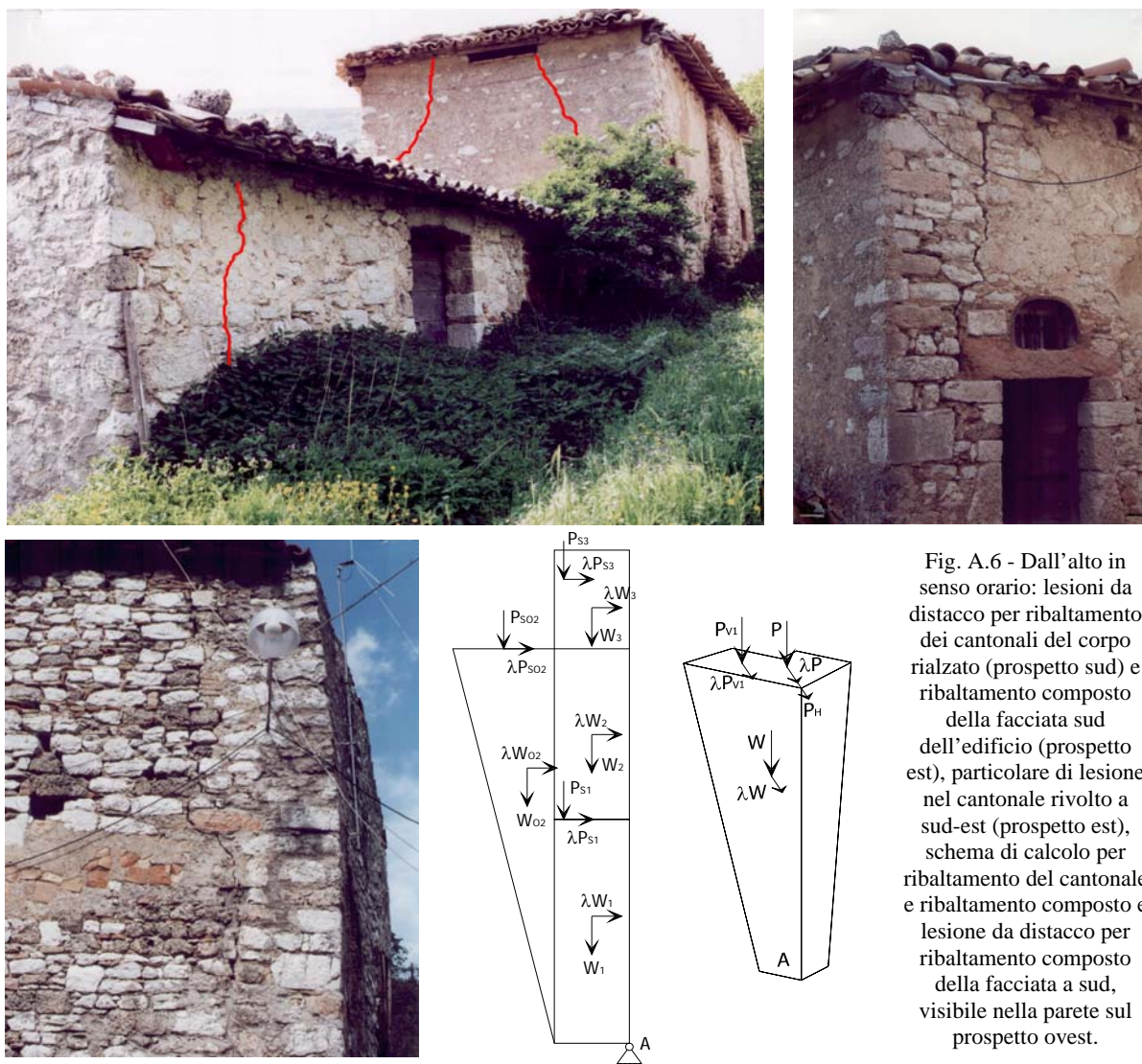


Fig. A.6 - Dall'alto in senso orario: lesioni da distacco per ribaltamento dei cantonali del corpo rialzato (prospetto sud) e ribaltamento composto della facciata sud dell'edificio (prospetto est), particolare di lesione nel cantonale rivolto a sud-est (prospetto est), schema di calcolo per ribaltamento del cantonale e ribaltamento composto e lesione da distacco per ribaltamento composto della facciata a sud, visibile nella parete sul prospetto ovest.

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. A.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 alle 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. A.6. Le caratteristiche geometriche della parete considerata e le azioni che si esercitano sul macroelemento, definite secondo lo schema di analisi descritto nel Capitolo 5 e valutate in relazione alle informazioni desunte dagli elaborati grafici, sono indicate nella tabella:

ELEVAZIONE		1	2	3
Geometria	Spessore della parete di facciata S_i [m]	0,60	0,60	0,60
	Area di influenza dell'orizzontamento sulla facciata [m ²]	15,80	-	20,00
	Superficie della parete di facciata ribaltante [m ²]	17,00	16,20	6,65
	Area di influenza dell'orizzontamento sui cunei [m ²]	-	2,00	-
	Superficie dei cunei di trascinamento [m ²]	-	3,86	-
	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 carico 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]	204,00	195,00	80,00
	Peso proprio del cuneo di distacco W_{oi} [kN]	-	48,25	-
	Carico trasmesso dal solaio sulla facciata P_{Si} [kN]	30,00	-	32,00
	Carico trasmesso dal solaio sul cuneo P_{SOi} [kN]	-	3,10	-

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 il cuneo di distacco sono ottenute come risultanti delle azioni che si esercitano su ciascuna porzione di muratura appartenente alle 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. Come nei casi precedenti nell'analisi delle condizioni di collasso della facciata si considera 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. A.6). Si ottengono quindi i seguenti risultati:

RIBALTAMENTO COMPOSTO PARETE SUD (CASO)		A	B
Momento stabilizzante	Peso proprio delle pareti [kN·m]	143,70	95,80
	Peso proprio dei cunei di distacco [kN·m]	43,43	38,60
	Carico dei solai [kN·m]	32,86	26,66
	Carico dei solai sui cunei [kN·m]	3,10	2,79
Momento ribaltante	Inerzia delle pareti di facciata [kN·m]	1530,43	1530,43
	Inerzia dei cunei di distacco [kN·m]	172,74	172,74
	Inerzia dei solai [kN·m]	269,40	269,40
	Inerzia dei solai sui cunei [kN·m]	15,50	15,50
MOLTIPLICATORE DI COLLASSO λ		0,112	0,082

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 tuttavia 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. A.5 e Fig. A.6), e le azioni che si esercitano su di esso, definite secondo lo schema di analisi descritto nel Capitolo 5 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
	Area d'influenza della copertura sul cantonale [m ²]	4,24
	Area d'influenza della copertura sulle pareti confluenti [m ²]	1,45
	Volume del cuneo di distacco [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 alle pareti d_s [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]	39,00
	Carico trasmesso dalla copertura sul cantonale P_S [kN]	4,50
	Spinta statica della copertura sul cantonale P_H [kN]	1,87
	Carico verticale della copertura sulle pareti P_V [kN]	1,30

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, 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 cinematisimo. 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.

Anche in questo caso nella valutazione del moltiplicatore sismico λ 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 $x = 10$ cm rispetto al punto A (Fig. A.6), nella direzione della diagonale dell'angolata. Si ha quindi:

RIBALTAMENTO DEL CANTONALE (CASO)		A	B
Momento stabilizzante	Peso proprio del cuneo di distacco [kN·m]	22,34	18,44
	Carico trasferito sul cantonale [kN·m]	2,23	1,78
	Carico verticale sulle pareti [kN·m]	1,24	1,11
Momento ribaltante	Inerzia del cuneo [kN·m]	76,83	76,83
	Inerzia del carico sul cantonale [kN·m]	14,40	14,40
	Inerzia del carico sulle pareti [kN·m]	4,16	4,16
	Spinta statica del puntone [kN·m]	5,98	5,98
MOLTIPLICATORE DI COLLASSO λ		0,208	0,161

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 trascinarsi 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 murature di controvento e dalla presenza di presidi atti a contrastare le azioni fuori piano sulle pareti, 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 λ . 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.

A.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 colonnare (Fig. A.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 poi sono in molti casi probabilmente caratterizzate da un adeguato grado di ammassamento evidenziato anche dal fatto che non si rilevano nel fabbricato gravi distacchi 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. A.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.

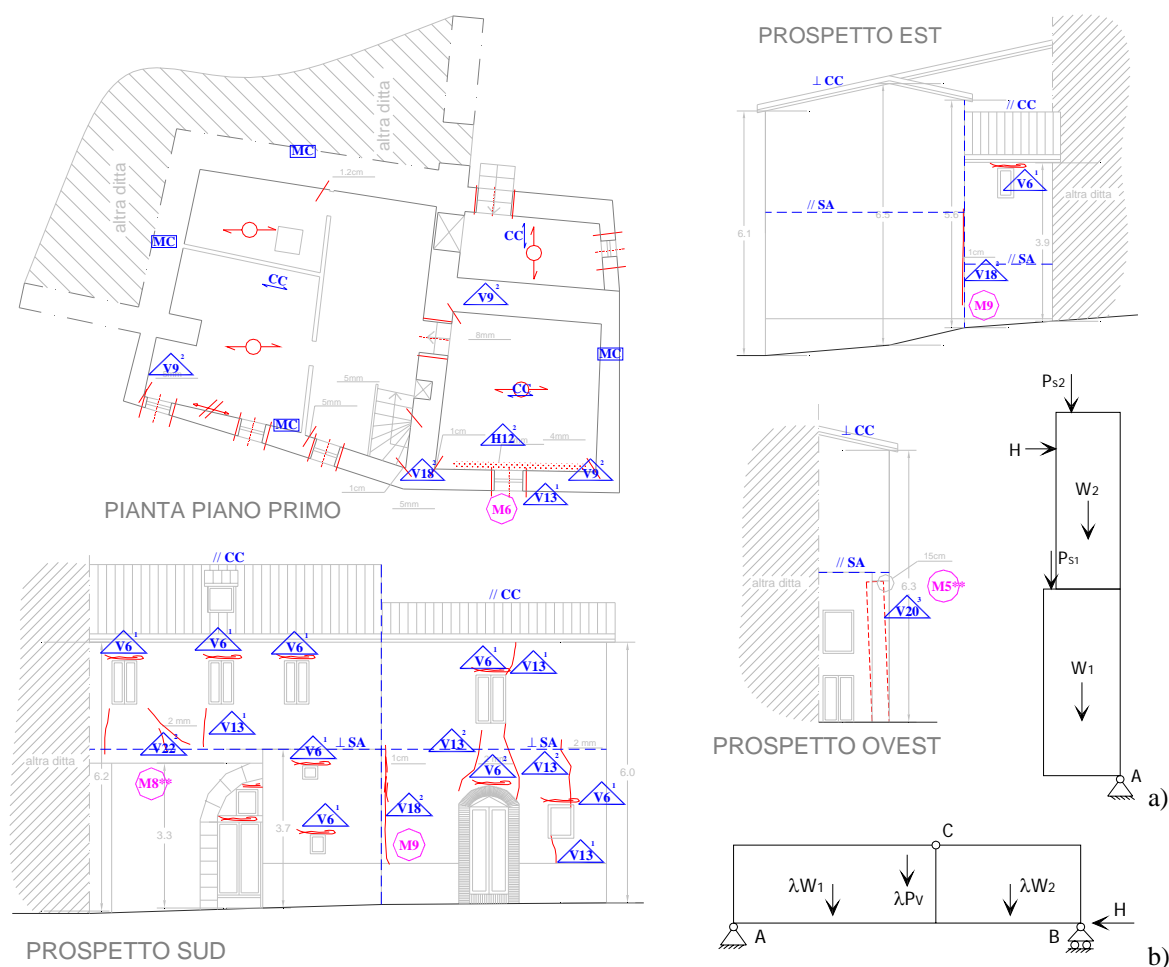


Fig. A.7 – Dall'alto in senso orario: pianta del primo piano, prospetto del lato est ed ovest, schema di calcolo per la valutazione della reazione opposta dalla parete sul lato est alla spinta dell'effetto arco orizzontale nella parete sud, schema di calcolo per la valutazione della flessione orizzontale della facciata principale e 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 determinato 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 determinato la formazione di una lesione verticale da apertura, ben visibile sul prospetto sud, conseguente all'allontanamento della parete est (Fig. A.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. A.7b).

Il distacco dell'orizzontamento in prossimità della parete in esame inoltre indica l'avvenuto allontanamento dalla stessa in direzione ad essa ortogonale legato all'evoluzione del cinematismo.

Nella facciata 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, ed 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 λ 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 sbazzata [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. A.7a e prevede la valutazione dell'equilibrio al ribaltamento rispetto alla sezione di base di una fascia verticale di muratura efficace di larghezza pari a due volte lo spessore della parete flettente. Le caratteristiche geometriche dell'elemento strutturale considerato e le azioni che si esercitano sulla parete, valutate in relazione alle informazioni desunte dagli elaborati grafici, sono indicate nella tabella seguente:

ELEVAZIONE		1	2
Geometria	Spessore della parete di controvento S_i [m]	0,70	0,55
	Area di influenza dell'orizzontamento [m ²]	0,25	4,10
	Altezza della parete di controvento (interpiano) h_i [m]	2,90	3,25
	Superficie efficace della parete di controvento [m ²]	2,90	3,26
	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio d_i [m]	0,63	0,43
	Braccio verticale della spinta dell'arco orizzontale h_H [m]	-	5,63
Azioni	Peso proprio della parete di controvento W_i [kN]	40,60	35,86
	Carico trasmesso dal solaio P_{S_i} [kN]	0,27	6,50

Con riferimento alla tabella precedente si osserva poi che la porzione efficace di parete di controvento che esercita un'azione di contenimento nei confronti degli spostamenti orizzontali indotti dal meccanismo è stata assunta di larghezza costante pari ad 1 m e 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 poi 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 4 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 della parete L [m]	4,00
	Altezza della fascia muraria b [m]	0,75
	Area di influenza dell'orizzontamento [m ²]	3,92
	Braccio orizzontale del carico in testa alla parete d [m]	2,00
Azioni	Peso proprio della parete W [kN]	30,00
	Carico verticale trasmesso in testa alla parete P_V [kN]	6,73
	Reazione alla spinta dell'effetto arco orizzontale H [kN]	4,80

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 scelta 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 descritta da un andamento parabolico della superficie di distacco. Si considera in questo caso una maggiore altezza del cuneo di apertura assunto approssimativamente pari a due terzi dell'altezza della parete. 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 ha quindi:

FLESSIONE ORIZZONTALE DELLA PARETE SUD		
A	Distanza maggiore della sezione di frattura dal bordo della parete [m]	2,00
	Moltiplicatore di collasso λ	0,110
B	Distanza maggiore della sezione di frattura dal bordo della parete [m]	2,40
	Moltiplicatore di collasso λ	0,068

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 λ 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 di λ per questo tipo di cinematismo è anche sensibilmente legata alla qualità della muratura costituente le pareti di controvento e quindi alla individuazione della fascia di muratura efficace che esercita un'azione di confinamento nei riguardi degli spostamenti orizzontali. 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.