

Un metodo semplificato per la valutazione della dissipazione energetica nella risposta sismica di edifici storici soggetti ad azioni fuori piano

A simplified procedure for the evaluation of the energy dissipation in seismic response of historical buildings

Manuela Marino¹, Fabio Neri² ■

Sommario

La maggior parte dei danni che si registrano negli scenari post-sismici dei centri storici si verificano a causa di meccanismi di primo modo e di meccanismi misti. Una politica coerente con l'approccio delle attuali normative tecniche è quella di accettare danni ma non collassi; ciò equivale ad impedire l'attivazione di tali meccanismi. Poiché spesso ci si trova ad intervenire con risorse economiche limitate su un vasto patrimonio storico, è necessario operare una valutazione degli interventi più urgenti da eseguire e stimare correttamente la capacità sismica degli edifici in relazione alle diverse tipologie di collassi locali. In questo lavoro viene dato un contributo alla definizione di un metodo di analisi intuitivo da applicare su larga scala. L'innovazione consiste nel miglioramento di un metodo statico equivalente molto utilizzato, l'analisi limite, che applicato alle murature non consente tuttavia la valutazione della dissipazione energetica. Le analisi svolte hanno dimostrato che l'introduzione delle resistenze attrittive, nell'equazione dei lavori virtuali, consente di valutare la dissipazione energetica che avviene durante il cinematicismo e di descrivere in maniera più accurata il fenomeno. Ai fini della valutazione delle resistenze attrittive è necessario stimare correttamente il coefficiente di attrito muro-muro, che dipende dalla tipologia e tessitura muraria. A tal fine è stata effettuata una campagna di indagini sperimentali in situ che è servita alla caratterizzazione del coefficiente di attrito relativo ad alcune tipologie murarie tipiche delle costruzioni siciliane.

Parole chiave: Edifici storici, azioni fuori piano, risposta sismica, dissipazione energetica.

Abstract

Response of traditional masonry buildings to out of plane seismic excitation is one of the more complex themes in the field of seismic analysis. Several damages are caused by local collapses due to out of plane mechanisms and combined mechanisms (in plane and out of plane). Recent theoretical and experimental research corroborates the argument that response under seismic combined excitation is associated with energy dissipation due to friction strengths. The limit analysis of the equilibrium is the most used method to analyse this response due to its simplicity. Notwithstanding, the traditional model does not allow to consider any dissipation of energy. In order to introduce a form of energy dissipation, the friction strengths developed by kinematics mechanisms have been included in the model. The aim of this work is to propose a simplified procedure to evaluate energy dissipation due to friction strength in combined mechanisms of masonry buildings. By the analysis of several types of kinematics mechanisms and comparing the consequent results to the ones got from a traditional modelling, it has been possible to establish amplification factors to be applied to the limit analysis in order to consider on a lump sum basis the dissipation caused by friction. This work is supported by experimental investigations that aim to evaluate the friction between the stones in some masonry types of traditional buildings typical of southern Italy.

Keywords: Historical buildings, out-of-plane loads, seismic response, energy dissipation.

¹ Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale, Università di Catania - ✉ mmarino@dica.unict.it

² Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale, Università di Catania - ✉ fneri@dica.unict.it

1. Introduzione

Le strutture murarie tradizionali colpite dal sisma subiscono spesso collassi parziali a causa di meccanismi di pareti sollecitate fuori piano. Questi meccanismi sono detti di I modo (Giuffrè, 1993), infatti sono i primi a verificarsi per valori molto bassi dell'accelerazione al suolo. Per questo motivo qualsiasi intervento mirato a ridurre la vulnerabilità di un edificio tradizionale dovrebbe avere come primo obiettivo quello riportare le azioni sismiche nel piano delle pareti trasversali, attivando il cosiddetto comportamento scatolare. Tuttavia il fatto di impedire il ribaltamento semplice delle facciate non sempre fa sì che si attivi la risposta globale della struttura; molto spesso infatti avvengono collassi dovuti a meccanismi misti, che coinvolgono pareti sollecitate fuoripiano e porzioni di pareti sollecitate nel proprio piano. Questi meccanismi sono frequenti nei centri storici e si verificano quando esistono buoni collegamenti fra le croci di muro ma mancano i vincoli al livello dei solai o si ha un'elevata snellezza delle pareti. Essi possono avvenire con molteplici configurazioni, ognuna legata ad una diversa PGA di attivazione, maggiore rispetto a quella che provoca i meccanismi puramente fuori piano, ma comunque bassa. La presenza di ammorsamenti validi fra le croci di muro non è dunque sempre sufficiente a far attivare il comportamento globale della struttura e non deve portare ad escludere la possibilità di collassi locali legati a meccanismi misti. Nella pratica professionale ci si trova spesso a dover intervenire sull'esistente con risorse economiche limitate; questa condizione porta purtroppo a non poter intervenire su tutto ma a dover scegliere l'intervento in base ad una scala di priorità di rischio. Con questa finalità è stato introdotto a partire dall'OPCM 3274 l'obbligo di procedere alle verifiche dei livelli di adeguatezza sismica per gli edifici strategici, in base alle quali le pubbliche amministrazioni stabiliscono l'allocazione delle risorse. Una volta effettuate tutte le indagini conoscitive ed ipotizzati i diversi scenari di danno, la vulnerabilità

dell'edificio è quella legata alla minore PGA per cui si verifica la crisi della struttura. È dunque necessario disporre di uno strumento efficace per la disamina dei possibili cinematismi di collasso. L'utilizzo di un metodo di analisi troppo sofisticato, a fronte di un maggiore onere computazionale, si scontrerebbe con le notevoli incertezze legate alla modellazione del comportamento locale di edifici esistenti in muratura. Per questo motivo si ritiene che, in vista di un'applicazione estensiva per la messa in sicurezza del patrimonio storico, sia utile fornire al professionista un metodo di analisi efficace ma intuitivo, che consenta di non perdere di vista l'aspetto fenomenologico del problema ed il controllo diretto dei risultati.

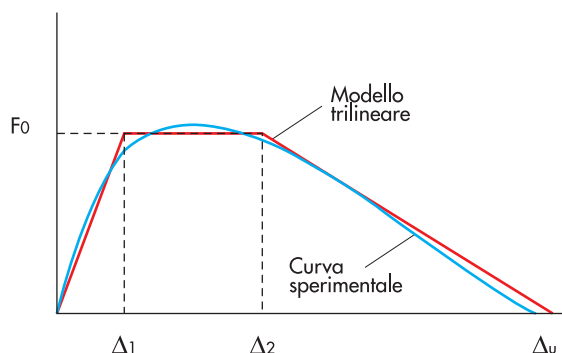
2. Modellazione ed analisi di meccanismi locali

2.1 Comportamento dinamico di pareti sollecitate fuori piano

Il comportamento dinamico di pareti soggette ad azioni fuori piano è stato ampiamente studiato in passato grazie all'ausilio di tests condotti su tavola vibrante (Griffit et al., 2004, Menon e Mageses, 2008). Le curve sperimentali di pareti soggette ad azioni fuori piano possono essere schematizzate con una trilatera avente un primo tratto elastico, un secondo tratto in cui lo spostamento cresce a forza costante, ed infine, un tratto caratterizzato da un rapido decadimento della forza (Figura 1).

Il tratto a forza costante, compreso fra Δ_1 e Δ_2 evidenzia una riserva di capacità che non dipende da una caratteristica del materiale, il quale, come è noto ha comportamento fragile, ma dal fatto che, una volta formate le lesioni, il pannello inizia ad oscillare attorno ad una posizione di equilibrio, fino a raggiungere uno spostamento tale per cui l'equilibrio stesso non può più essere garantito. Osservando il fenomeno reale è infatti possibile rendersi conto che l'insorgere delle lesioni non coincide con il collasso, anzi questo avviene soltanto dopo un significa-

Figura 1
Comportamento di una parete soggetta ad azioni fuori-piano e modello trilineare.



tivo livello di spostamento. L'utilizzo operativo della curva trilineare comporta alcune significative difficoltà, infatti è subordinato alla determinazione dei valori da assegnare ai rapporti $\Delta 1 / \Delta f$ e $\Delta 2 / \Delta f$, che sono legati alle proprietà dei materiali ed allo stato di degrado dei giunti di malta in corrispondenza delle cerniere. Per risolvere il problema è necessario ricorrere alla via sperimentale oppure a quella numerica, ragion per cui in alcuni casi, nel campo professionale, può essere utile adoperare delle procedure semplificate.

2.2 Modellazione tramite analisi cinematica lineare

Il metodo più semplice e più utilizzato per l'analisi della risposta di elementi murari sollecitati da azioni perpendicolari al loro piano, è quello dell'analisi limite con approccio cinematico. Nella sua applicazione più generale, il moltiplicatore cinematico dei carichi si ottiene applicando il principio dei lavori virtuali sotto le ipotesi di materiale elastico perfettamente plastico, e di piccoli spostamenti. Il lavoro interno è dato dai momenti plastici che si sviluppano nelle cerniere per le relative rotazioni; esso coincide quindi con la dissipazione plastica.

$$m_c LE = Dp \tag{1}$$

- LE* lavoro esterno compiuto dai carichi non amplificati
- Dp* dissipazione plastica
- m_c* moltiplicatore cinematico

Il metodo può essere applicato alle murature modellando le pareti come un insieme di blocchi rigidi separati da un certo numero di lesioni e liberi di ruotare attorno a cerniere cilindriche con cui vengono schematizzate le superfici di rottura. I meccanismi sono quindi caratterizzati da moti relativi fra i macroblocchi compatibili con le lesioni. L'insieme di centri di rotazione assoluti e relativi portano alla definizione del meccanismo che viene studiato con l'approccio cinematico

allo scopo di trovare il relativo moltiplicatore di collasso. È bene precisare che, poiché la muratura è un materiale fragile, le sopraccitate cerniere non hanno nulla a che vedere con il concetto di cerniera plastica classicamente inteso, ma sono semplicemente delle superfici di rottura. Di conseguenza la dissipazione plastica relativa al meccanismo sarà nulla e si avrà:

$$m_c LE = 0 \tag{2}$$

La (Equazione 2) rappresenta l'applicazione del principio dei lavori virtuali al caso delle murature. Risulta evidente come non sia possibile valutare né la riserva di capacità dovuta al comportamento dinamico della struttura, né la dissipazione energetica che avviene durante il cinematismo. Per questo motivo, se si stima correttamente la configurazione del meccanismo di collasso, l'analisi cinematica lineare offre dei risultati sovrastimati rispetto alla realtà, in quanto non fornisce il valore dell'accelerazione che provoca il collasso, bensì quello di attivazione del meccanismo. Queste considerazioni sono state raccolte anche nell'attuale codice normativo, D.M. 14/01/2008; in esso si propongono due differenti metodologie di analisi e verifica. La prima, denominata *analisi cinematica lineare*, riprende in tutto l'approccio dell'analisi limite, e consente di cogliere il moltiplicatore che attiva il cinematismo in termini di accelerazioni. La seconda, denominata *analisi cinematica non lineare*, si basa anch'essa sull'analisi limite, ma con alcune modifiche introdotte allo scopo di valutare il reale moltiplicatore di collasso. La procedura consiste nel valutare diverse configurazioni variate del cinematismo fino a giungere alla situazione di imminente collasso, in modo da ottenere la curva di capacità della parete. Questa viene semplificata considerando un unico tratto lineare, ragion per cui, la capacità, letta in termini di spostamento, deve essere limitata convenzionalmente. Risulta significativo a questo proposito uno studio (Mauro, Al Shawa et al., 2011), in cui sono

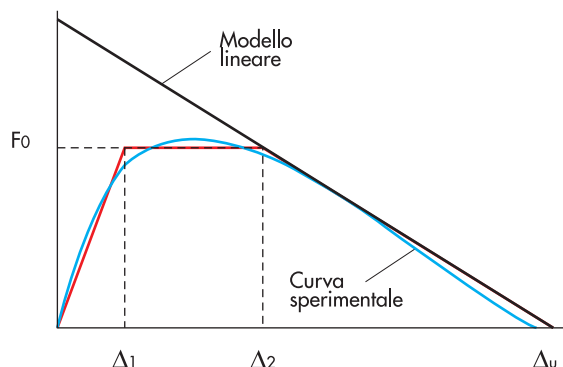


Figura 2. Modello lineare del comportamento di una parete soggetta ad azioni fuori-piano.

stati confrontati i risultati prodotti dall'applicazione delle procedure descritte dalle norme tecniche con i risultati sperimentali relativi al ribaltamento semplice di una parete intorno alla base. Lo studio è stato condotto confrontando il rapporto capacità/domanda ottenuto dalle prove sperimentali con quello ottenuto applicando le procedure statiche equivalenti descritte nelle NTC2008. I risultati evidenziano come l'approccio in termini di forza sia conservativo nel 99% dei casi rispetto ai risultati sperimentali, mentre quello in termini di spostamento nell'72% dei casi. L'analisi cinematica non lineare consentirebbe quindi di descrivere il problema in maniera più accurata, tuttavia il fatto di dover considerare le configurazioni variate fino al collasso e la limitazione convenzionale della capacità, implica una perdita di quell'immediatezza che rappresentava il principale pregio dell'equilibrio limite. Per questi motivi si vuole qui proporre un'alternativa che possa servire al professionista a trovare dei risultati più aderenti alla realtà, senza perdere di vista intuitività e semplicità di applicazione. Una soluzione a questo problema potrebbe essere quella di valutare, all'interno dell'analisi cinematica lineare, la dissipazione energetica dovuta all'attrito che si sviluppa lungo le lesioni, durante il cinematismo. La metodologia viene illustrata di seguito.

3. Procedura semplificata per la valutazione della dissipazione energetica in meccanismi misti

3.1 La teoria della plasticità in presenza di attrito

L'introduzione dell'attrito nell'analisi cinematica lineare comporta alcune difficoltà:

- incertezze sull'efficace utilizzabilità dei risultati dell'analisi limite;
- incertezze sulla valutazione della resistenza attritiva lungo le lesioni.

La prima classe di incertezze è legata alla definizione di un dominio di elasticità e di una legge che definisca lo scorrimento plastico in presenza di attrito. I teoremi dell'analisi limite vengono infatti formulati classicamente sotto l'ipotesi di legame associato (Corradi, 1992) la cui formulazione analitica, come è noto, richiede :

- definizione di un dominio elastico istantaneo convesso che identifichi gli stati di sforzo potenzialmente plasticizzabili;
- definizione di una legge associata di scorrimento che governi gli incrementi di deformazione plastica i quali sono normali alla superficie di snervamento.

Nell'ipotesi di piccoli spostamenti le deforma-

zioni totali sono date dalla somma delle deformazioni elastiche e plastiche:

$$\varepsilon_{ij} = e_{ij} + \varepsilon_{ij}^p \quad \sigma_{ij} = D_{ijkl} \cdot e_{kl} \quad (3)$$

In termini incrementali si ha:

$$\sigma_{ij} = D_{ijkl} \cdot \left(\dot{e} - \dot{\varepsilon}_{ij}^p \right) \quad (4)$$

Dove D_{ijkl} è il tensore elastico. Il dominio convesso viene definito nello spazio supponendo che una o più funzioni di plasticità siano non positive:

$$\varphi_\alpha(\sigma_{ij}, x) \leq 0 \quad \alpha = 1, \dots, Y \quad (5)$$

Dove x sono le variabili interne che controllano le modifiche nel dominio indotte dalle precedenti plasticizzazioni; è noto infatti che i limiti di snervamento siano dipendenti dalla storia di carico e quindi di deformazione. La *legge di normalità* plastica viene definita dal gradiente della funzione φ_α :

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \sum_{\alpha=1}^Y \frac{\partial \varphi_\alpha}{\partial \sigma_{ij}} \cdot \dot{\lambda}_\alpha \quad (6)$$

$$\varphi_\alpha \leq 0; \quad \dot{\lambda}_\alpha \geq 0; \quad \varphi_\alpha \dot{\lambda}_\alpha = \dot{\varphi}_\alpha \dot{\lambda}_\alpha = 0 \quad (7)$$

La (Equazione 6) viene definita *legge associata* o *legge di normalità dello scorrimento plastico* in quanto indica la direzione dello scorrimento plastico associato ad un dato stato tensionale sulla superficie di snervamento; esso sarà perpendicolare alla retta tangente che passa per quel punto della superficie. Il gradiente della funzione indica l'incremento di deformazione in un punto, il simbolo $\dot{\lambda}_\alpha$ è invece uno scalare che controlla l'ampiezza della deformazione plastica. Le (Equazione 7) sono le *condizioni di conformità* ed indicano che se $\varphi_\alpha < 0$ il punto rappresentativo dello stato di sforzo si trova all'interno del dominio elastico istantaneo e la risposta incrementale è puramente elastica, quindi $\dot{\lambda}_\alpha = 0$; se invece $\varphi_\alpha = 0$ e $\dot{\varphi}_\alpha = 0$ significa che il punto rappresentativo dello stato di sforzo si trova sulla frontiera del dominio e si mantiene su di essa nel processo incrementale, di conseguenza si avranno incrementi di deformazione plastica e $\dot{\lambda}_\alpha > 0$. Il legame associato discende da un'ipotesi di natura meccanica nota come postu-

lato di Drucker che si esprime attraverso le seguenti disuguaglianze:

$$(\sigma_{ij} - \sigma_{ij}^*) \dot{\epsilon}_{ij}^p \geq 0 \quad \forall \sigma_{ij}^* \quad \text{tale che} \quad \varphi(\sigma_{ij}^*) \leq 0 \quad (8)$$

dove le quantità senza asterisco sono tra loro associate tramite il legame costitutivo e σ_{ij}^* è un qualunque stato tensionale plasticamente ammissibile, che si trovi cioè all'interno o sul limite della superficie di snervamento. Questa relazione può anche essere posta in un'altra forma, nota come *teorema della massima energia dissipata*:

$$\sigma_{ij} \dot{\epsilon}_{ij}^p \geq \sigma_{ij}^* \dot{\epsilon}_{ij}^p \quad \forall \sigma_{ij}^* \quad \text{tale che} \quad \varphi(\sigma_{ij}^*) \leq 0 \quad (9)$$

Essa indica che l'effettivo valore dell'energia dissipata durante il processo incrementale, da stati di sforzo e incrementi di deformazione che si corrispondono tramite la legge dello scorrimento plastico, non può essere inferiore al valore fittizio che si troverebbe associando all'incremento di deformazione plastica un arbitrario stato di sforzo plasticamente ammissibile. È facile dimostrare che dalla (Equazione 8) discendono le ipotesi del legame associato ossia *normalità e convessità*; se una sola di queste condizioni non fosse rispettata, esisterebbe almeno uno stato tensionale per cui il vettore $(\sigma_{ij} - \sigma_{ij}^*)$ formerebbe un angolo $>90^\circ$ rispetto al vettore della deformazione plastica, per cui il lavoro prodotto durante il processo risulterebbe negativo, violando il postulato. Su queste ipotesi si basa la teoria del calcolo a rottura: servendoci del postulato di Drucker si possono dimostrare i *teoremi statico e cinematico*: i moltiplicatori cinematici sono tutti maggiori del reale moltiplicatore di collasso mentre i moltiplicatori statici sono tutti minori. La soluzione è unica ed il reale moltiplicatore di collasso è quello che allo stesso tempo sia staticamente ammissibile e cinematicamente sufficiente. Va però sottolineato come il postulato

di Drucker non vada considerato come una legge di natura, necessariamente soddisfatta, bensì come la definizione di una particolare categoria di comportamenti. In particolare modo il legame associato non è adatto a descrivere in maniera realistica la risposta di un materiale quando questa sia fortemente influenzata dalla pressione, cioè in presenza di attrito, come dimostrato da Jirasek e Bazant (2002).

Si consideri per esempio di voler scrivere la legge di scorrimento plastico associata ad un dominio alla Mohr-Coulomb: siano dati due blocchi rigidi sottoposti ad azioni taglianti e normali le cui risultanti siano rispettivamente T ed N ($N < 0$), e liberi di scorrere lungo una superficie di scivolamento (Figura 3).

Lo scivolamento inizia quando viene raggiunta la condizione limite di equilibrio, cioè quando le forze taglianti eguagliano le forze attrittive, proporzionali alla compressione, che si sviluppano lungo le superfici di scorrimento:

$$|T| = -fN \quad (10)$$

Dove f è il coefficiente di attrito. La funzione di snervamento dipenderà sia dalla componente tangenziale della forza che dalla componente normale e sarà:

$$\varphi(T, N) = |T| + fN \quad (11)$$

Consideriamo adesso gli spostamenti u_T ed u_N associati rispettivamente alle forze T ed N; volendo ricavare la legge di normalità associata al dominio dovremmo scrivere la derivata parziale rispetto ad entrambe le variabili:

$$\dot{u}_N = \lambda \frac{\partial \varphi}{\partial N} = \lambda f; \quad \dot{u}_T = \lambda \frac{\partial \varphi}{\partial T} = \lambda \text{sign} T; \quad \frac{\dot{u}_N}{\dot{u}_T} = f \quad (12)$$

Questo comporterebbe un legame di proporzio-

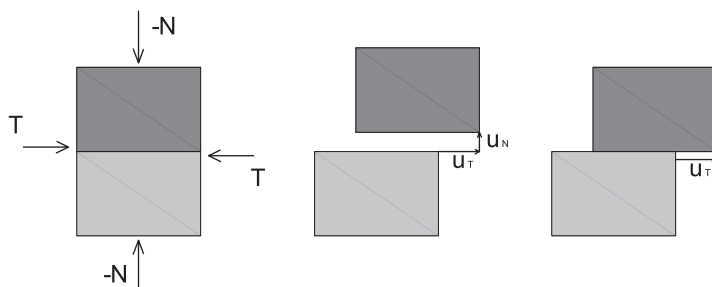
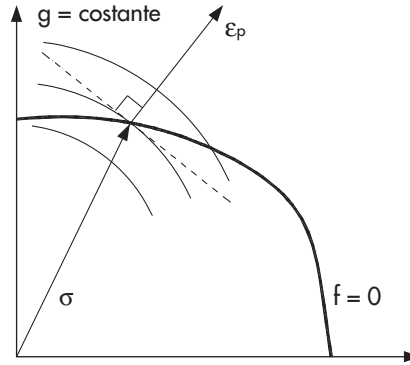


Figura 3
Blocchi rigidi soggetti all'attrito di Coulomb.

Figura 4
Legame non associato.

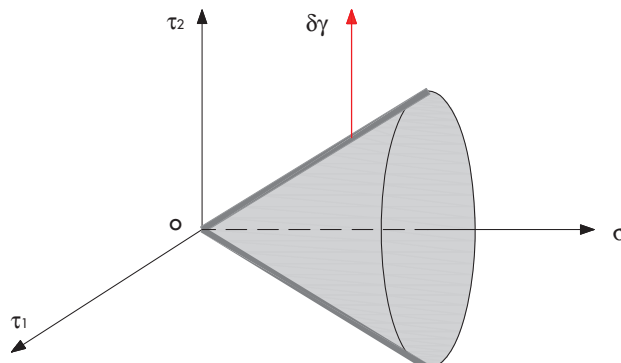


nalità fra gli spostamenti in direzione del taglio è quelli in direzione della compressione, ma ciò sarebbe irrealistico e contraddirebbe l'ipotesi che i blocchi mantengano il mutuo contatto durante lo scivolamento. Quindi non è possibile definire una legge di normalità dello scorrimento plastico a partire dalla funzione di snervamento. Lo scorrimento plastico avverrà perpendicolarmente ad un'altra funzione $g(T, N)=T$ che indica proprio il *potenziale plastico* (Figura 4). Un generico potenziale plastico definisce una serie di superfici equipotenziali per le quali la deformazione plastica è sempre perpendicolare alla superficie nel punto identificativo dello stato di stress che l'ha provocata.

Ritornando al caso più generale diremo quindi che un legame si può definire associato quando la funzione di snervamento è al contempo anche funzione del potenziale plastico; in questo caso si parlerà di materiale standard (Radenkovic, 1961). Se invece è necessario definire due diverse funzioni per la superficie di snervamento ed il potenziale plastico, parleremo di legame non associato e materiale non standard. Tornando al problema iniziale, il fine era quello di verificare la possibilità di una corretta applicazione dell'analisi limite in presenza di attrito. Il problema meccanico può essere considerato come un problema di contatto attritivo fra blocchi

rigidi regolato dalla legge di Coulomb. Il dominio di snervamento nello spazio delle due tensioni tangenziali τ_1 e τ_2 e della tensione normale σ è rappresentato dal cono di Coulomb (Figura 5). In queste condizioni, per quanto esposto sopra, viene violata la legge di normalità plastica e di conseguenza cade una delle ipotesi fondamentali del legame associato. Ciò significa, in pratica, che i classici teoremi dell'analisi limite non garantiscono più l'unicità della soluzione in termini di moltiplicatore di collasso, ed esisterà un intervallo di soluzioni che risultano sia staticamente ammissibili che cinematicamente sufficienti. Rimane dunque da vedere se esistano delle condizioni particolari per cui, anche in presenza di attrito, possa ancora essere garantita la validità dei teoremi del calcolo a rottura. Nel caso particolare in cui la tensione normale sia una quantità localmente determinata, il cono di Coulomb può essere rappresentato nel piano delle tensioni tangenziali τ_1 e τ_2 ; in questo caso esso sarà ridotto ad un cerchio con centro in A, estremo del vettore della tensione normale (Figura 6). Il comportamento del materiale non è più dipendente dalla variazione dello sforzo normale in quanto questo si assume come quantità costante. Sotto questa condizione il postulato di Drucker è sempre soddisfatto e la legge di normalità rispettata:

Figura 5
Cono di Coulomb nello spazio.



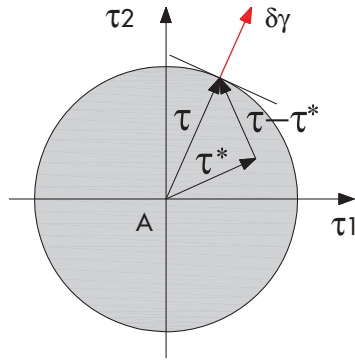


Figura 6
Il dominio di Coulomb nel piano.

$$(\tau - \tau^*) \dot{\epsilon}_{ij}^p \geq 0 \quad (13)$$

Lo studio del comportamento del materiale può essere ricondotto a quello di un materiale rigido - plastico caratterizzato da una tensione tangenziale limite costante (Casapulla, 1999; Casapulla e Maione, 2007):

$$\tau = \sigma \tan \phi \quad (14)$$

dove ϕ è l'angolo di attrito.

In tali condizioni è garantita la possibilità di utilizzare la strumentazione teorica valida per i legami associati.

3.2 La teoria della plasticità in presenza di attrito

Al fine di procedere all'applicazione del metodo dell'analisi limite in presenza di attrito è necessario valutare le resistenze attritive che si sviluppano lungo la superficie delle lesioni durante il cinematismo. Lo studio viene ricondotto all'analisi di un blocco rigido, appoggiato su un piano rigido, sottoposto ad una tensione normale costante ed ad azioni esterne di tipo tagliante. In questa condizione poiché la tensione normale è

una quantità localmente nota, le azioni taglianti sono regolate da legami associati. Si consideri dunque un blocco rettangolare di lunghezza a , spessore b ed altezza h sottoposto ad un'azione tagliante baricentrica.

In queste condizioni le forze attritive che si sviluppano lungo la superficie di contatto sono esclusivamente di tipo tagliante e la forza d'attrito limite che ne risulta sarà pari a:

$$F_0 = \tau \cdot ab = \sigma \tan \phi \cdot ab = \gamma \cdot abh \cdot f \quad (15)$$

γ peso specifico del blocco
 f coefficiente di attrito

Considerando il blocco posto all'interno di una muratura composta da conci regolarmente sfalsati, la superficie di scorrimento avrà una lunghezza " a " pari alla lunghezza di sovrapposizione fra i blocchi (Figura 7). La relazione (Equazione 15) esprime la massima resistenza attritiva per un singolo blocco sottoposto al solo taglio centrato; di seguito verrà specificato per ciascuno dei cinematismi analizzati come è stata valutata la resistenza attritiva globale.

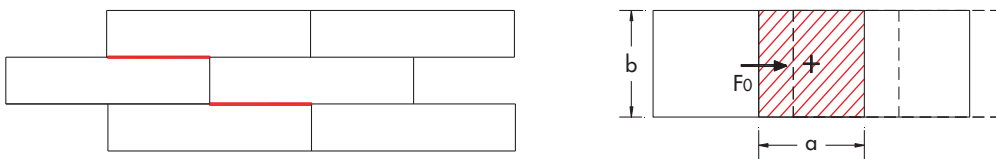


Figura 7
Blocco rigido sottoposto ad un'azione tagliante baricentrica.

3.3 Studio parametrico di cinematismi misti soggetti ad attrito

Una volta verificata l'applicabilità della teoria della plasticità in un regime alla Morh-Coulomb, è stato possibile valutare, in relazione a differenti classi di cinematismi misti, la variabilità dei risultati, in termini capacità, introducendo il lavoro svolto dalle forze attrittive. A tal fine sono state effettuate numerose analisi numeriche avvalendosi dell'analisi limite: in un primo momento essa è stata applicata in maniera tradizionale, successivamente introducendo nelle analisi le resistenze attrittive. Confrontando i risultati ottenuti con i due metodi è stato possibile valutare l'incremento di capacità della parete dovuta alla dissipazione energetica per attrito. Le analisi effettuate hanno validità sotto le seguenti ipotesi:

- si adotta un modello di materiale non resistente a trazione;
- le lesioni si attivano lungo i giunti fra i blocchi, poiché sarebbe inverosimile che la frattura attraversi il blocco stesso; questo comporta che le lesioni seguano la scalettatura naturale fra le pietre e che la loro inclinazione dipenda dalle dimensioni dei blocchi stessi;
- le murature sono costituite da blocchi rigidi e regolari;
- l'attrito è stato valutato utilizzando un domi-

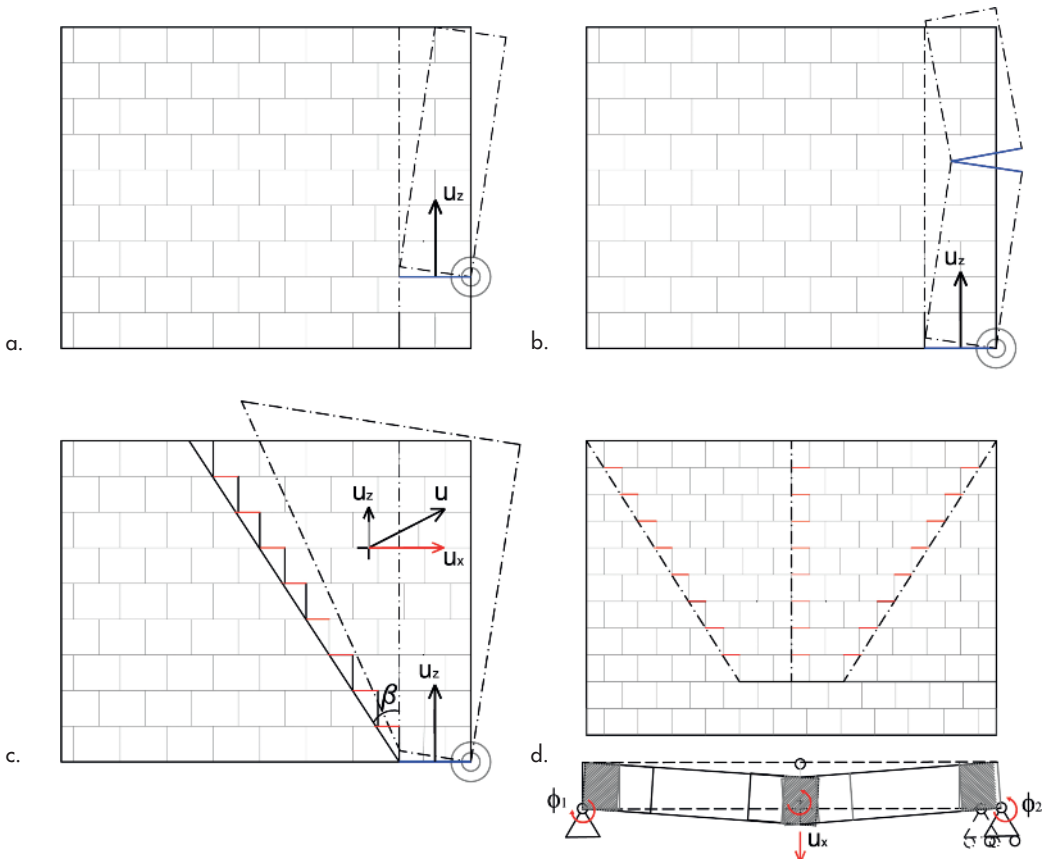
nio alla Coulomb con sforzo normale costante sulle lesioni, per le motivazioni discusse nel paragrafo precedente;

- poiché l'attrito dipende dal peso della muratura sulla lesione, lo spostamento lungo i giunti verticali, privi di pressione, non genera alcuna resistenza; l'attrito si sviluppa solo per spostamenti lungo i giunti orizzontali.

Dall'ultima delle ipotesi che sono state formulate si deduce che in quelle classi di meccanismi in cui tutti i punti lungo le lesioni sono interessati da soli spostamenti verticali, (o da spostamenti orizzontali infinitesimi), le resistenze attrittive saranno nulle. In figura 8 sono riportati alcune esempi: nel caso di ribaltamento semplice di pareti non ammortate (a) e nel caso di meccanismo misto di flessione verticale (b) gli spostamenti dei punti sulle lesioni (evidenziate in blu) sono tutti verticali, per cui non si ha attrito. Nel caso di meccanismo misto con ribaltamento composto di parete (c) i punti che si trovano sulla lesione saranno interessati sia da spostamenti verticali che orizzontali; su questi ultimi, evidenziati in rosso nella figura, si svilupperanno le resistenze attrittive di tipo tagliente. Infine, nei meccanismi di flessione orizzontale (d) si hanno sia spostamenti orizzontali lungo i giunti fra i blocchi che rotazioni, si svilupperanno quindi resistenze attrittive taglienti e torcenti.

Il contributo dell'attrito è stato attualmente valu-

Figura 8
 a) Meccanismo di ribaltamento semplice e meccanismo misto di flessione verticale
 b) non si hanno spostamenti orizzontali quindi le resistenze attrittive sono nulle;
 c) meccanismo di ribaltamento composto: si hanno spostamenti orizzontali lungo i giunti, quindi si sviluppano resistenze attrittive taglienti;
 d) meccanismo di flessione orizzontale: si hanno sia spostamenti orizzontali lungo i giunti che rotazioni, quindi si sviluppano resistenze attrittive taglienti e torcenti.



tato relativamente alle classi di meccanismi misti caratterizzati dalla presenza di resistenze attritive di tipo tagliante, cioè i meccanismi di ribaltamento composto di parete. I meccanismi che comportano la presenza di resistenze attritive taglienti e torcenti non sono stati presi in considerazione in questa sede, ma saranno oggetto di ulteriori sviluppi.

I meccanismi di ribaltamento composto di parete sono molto frequenti negli scenari di danno dei centri storici e possono assumere innumerevoli configurazioni. La classificazione è stata effettuata sulla base dei danni osservabili in maniera più frequente. Le analisi sono state effettuate, per ogni cinematismo, facendo variare alcuni parametri individuati in maniera tale da tenere conto di tre fattori fondamentali nella definizione del cinematismo stesso (Figura 9):

- **Tipologia edilizia:** essa viene tenuta in considerazione tramite il rapporto fra l'interasse L dei muri di controvento e l'altezza h della parete sollecitata fuori dal piano. È stato considerato un intervallo di valori comunemente osservati nelle tipologie tradizionali e cioè $0.75 \leq L/h \leq 1.25$.
- **Tessitura muraria:** da questa dipende la dimensione dei blocchi e quindi l'inclinazione β della lesione; blocchi tozzi corrispondono a piccole inclinazioni mentre blocchi snelli corrispondono ad inclinazioni maggiori. Sono stati considerati i valori osservati con più frequenza, che corrispondono all'intervallo $0 \leq \beta \leq 25^\circ$. Una inclinazione pari a $\beta = 0^\circ$ ci riconduce al caso del ribaltamento semplice di parete, nel quale, come si è detto, le forze di attrito non danno nessun contributo.
- **Forma della lesione:** nei cinematismi caratterizzati da porzioni di distacco composte da più cunei, viene considerato il rapporto fra le altezze dei cunei stessi. Sono stati considerati valori compresi fra $0.3 \leq h_1/h_2 \leq 3$.

Va sottolineato il motivo per cui non sia stato considerato il caso di aperture vicine al martello

murario. Esse rappresentano un importante elemento di rischio che influisce sul moltiplicatore di collasso, aumentando la vulnerabilità; tuttavia in questi casi le lesioni di distacco isolano porzioni di muro delimitate proprio dalle aperture stesse, riducendo fortemente la lunghezza di contatto muro-muro lungo le lesioni. Per questo motivo ci si aspetta una forte diminuzione degli effetti dell'attrito nell'evoluzione del cinematismo, tanto da rendere il suo contributo poco importante rispetto al contributo delle masse stabilizzanti.

3.4 Classi di cinematismi analizzati

I cinematismi analizzati ed i relativi parametri sono stati individuati dalla disamina dei collassi locali più frequenti osservati nei comuni abruzzesi colpiti dal sisma del 6 aprile 2009, su cui esistono numerosi studi (Carocci et al., 2010; Dolce e Manfredi, 2010). Il cinematismo che si verifica più spesso, quando esiste un ammortamento efficace fra le croci di muro, ma non sono presenti vincoli in testa alla tesa muraria, è il ribaltamento della facciata con trascinamento di un cuneo triangolare di parete trasversale (De Ruggi, 1997). Questo tipo di cinematismo è caratterizzato dall'angolo β formato fra la parete sollecitata fuori piano e la lesione sui muri trasversali, oltre che dalla distanza fra questi ultimi. Quando $\beta = 0$, il cinematismo coincide con il ribaltamento semplice della parete fuori piano col conseguente annullamento delle resistenze attritive. L'evoluzione del meccanismo può avvenire secondo due fasi distinte ed è descritto in Figura 10 per due casi analoghi: una prima fase può essere caratterizzata dalla formazione di lesioni che delimitano porzioni molto grandi di muratura sollecitata nel proprio piano (a, c); il contributo stabilizzante di queste porzioni supera il contributo ribaltante, pertanto il cinematismo evolve solo se si apre una seconda lesione, che delimita una porzione più piccola di parete (b, d). Per tali ragioni e sulla base dell'osservazione degli scenari di danno post-sismici, l'angolo massimo di inclinazione della lesione è stato posto pari a $\beta=25^\circ$.

Figura 9
Parametri che definiscono la configurazione del cinematismo:
(a) la tipologia edilizia viene tenuta in conto tramite la distanza fra i setti trasversali in rapporto all'altezza delle pareti;
(b) tessitura muraria: da questa dipende l'inclinazione delle lesioni;
(c) forma della lesione ed altezze dei cunei di distacco.

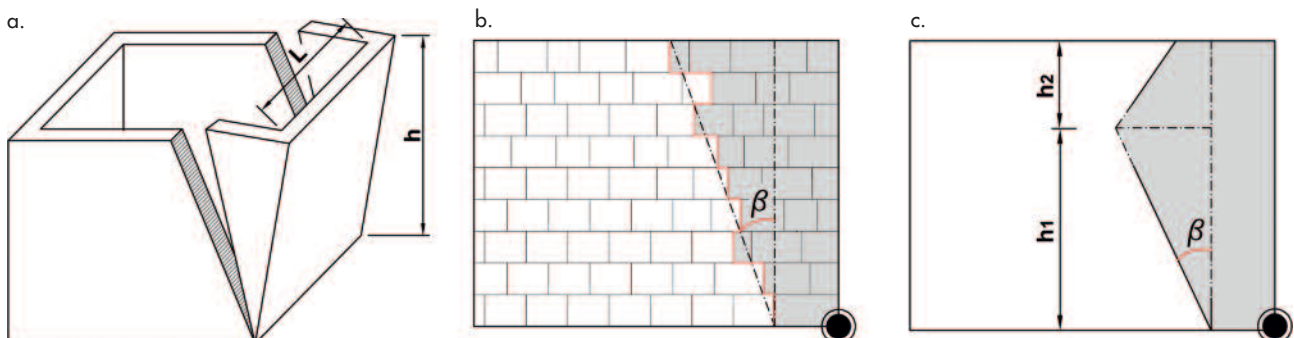


Figura 10
Formazione ed evoluzione di due meccanismi a cuneo singolo, Casentino, (AQ);
(a, c) prima fase: fessurazione e distacco di un'ampia porzione di muratura con $\beta > 30^\circ$; (b, d) Seconda fase: l'evoluzione del meccanismo procede con l'apertura di una seconda lesione, meno inclinata, che delimita una porzione più piccola di muratura.

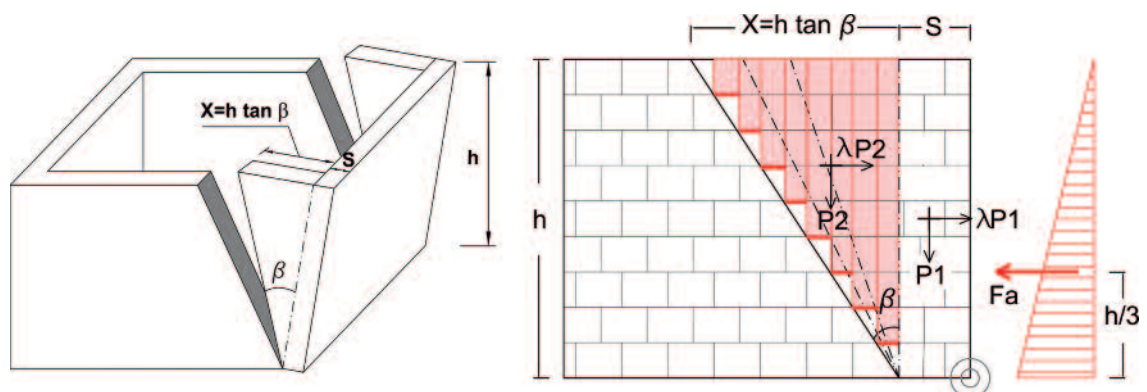


La massima resistenza attrittiva sarà proporzionale al peso del cuneo di distacco e poiché le resistenze attrittive sulle singole superfici di contatto variano linearmente con l'altezza cuneo, la loro distribuzione può essere considerata come un'azione triangolare inversa con risultante applicata a $1/3 h$ rispetto alla cerniera (Figura 11).
Considerando una parete ben ammorsata ai setti trasversali da entrambi i lati, e quindi con due cunei di distacco, si avrà:

$$F_a = f \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \tan \beta \cdot s_1 \quad (16)$$

- h altezza della porzione soggetta al cinematismo;
- s spessore della parete sollecitata fuori dal piano;
- s_1 spessore della parete sollecitata nel piano;
- γ peso specifico della muratura;
- f coeff. di attrito;
- β angolo formato fra la lesione e l'asse verticale della parete sollecitata fuoripiano.

Figura 11
Valutazione del lavoro svolto dalle resistenze attrittive per il cinematismo di ribaltamento triangolare.



L'equazione dei lavori virtuali deve essere scritta considerando oltre alle altre azioni, anche il contributo stabilizzante dell'attrito:

$$\lambda P_1 \cdot \frac{h}{2} + \lambda P_2 \cdot \frac{2}{3} \cdot h - P_1 \cdot \frac{s}{2} - P_2 \cdot \left(s + \frac{h \tan \beta}{3} \right) - F_a \cdot \frac{1}{3} h = 0 \quad (17)$$

Da cui il moltiplicatore di collasso sarà:

$$\lambda = \frac{P_1 \frac{s}{2} + P_2 \left(s + \frac{h \tan \beta}{3} \right) + F_a \cdot \frac{1}{3} h}{P_1 \frac{h}{2} + P_2 \frac{2}{3} h} \quad (18)$$

È facile verificare sia analiticamente che graficamente che la (Equazione 18) non ammette minimi relativi ma è una funzione sempre crescente. Essa si minimizza solo per $\beta=0$, ovvero

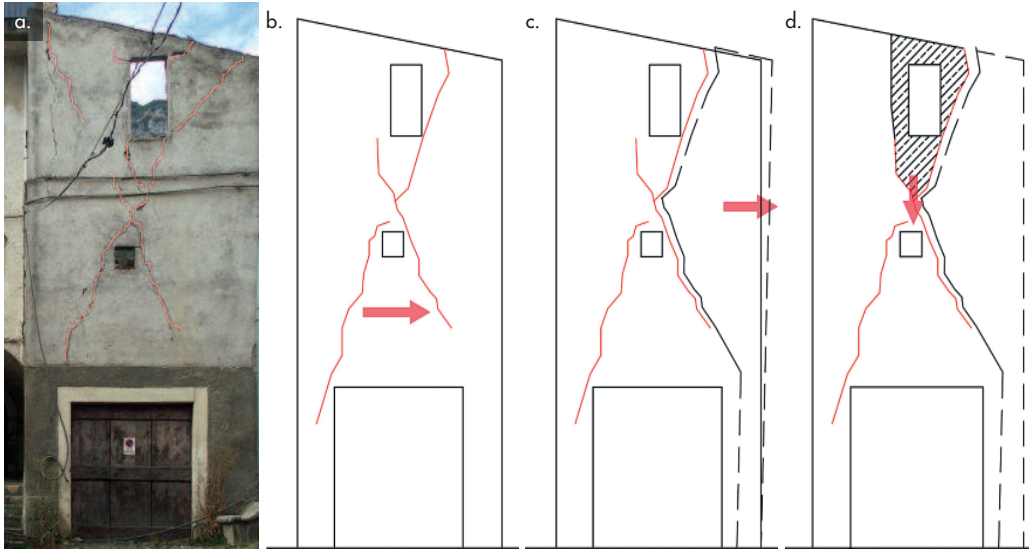


Figura 12
 a) Cinematismo a doppio cuneo, Casentino, (AQ).
 b) evoluzione del cinematismo: I° fase: la parete sollecitata nel piano si fessura a taglio;
 c) II° fase: si innesca il meccanismo di ribaltamento a doppio cuneo;
 d) III° fase: se il cinematismo evolve si verifica il crollo della parte sovrastante le lesioni.

quando il cinematismo coincide con il ribaltamento semplice della parete fuori piano col conseguente annullamento delle resistenze attritive. Il secondo meccanismo analizzato è denominato a cuneo doppio per la sua forma caratteristica; questo meccanismo, più raro del precedente, si può verificare se la parete sollecitata fuori piano è ben collegata ad un setto trasversale fessurato a taglio; in questo caso la porzione di distacco è delimitata dalla lesione a taglio e si viene a creare una labilità della porzione sovrastante al cuneo di distacco che porta al crollo con l'evolversi del cinematismo (Figura 12). La massima resistenza attritiva si può ricavare come somma di due effetti che rappresentano, rispettivamente, l'attrito sulle lesioni inferiore e superiore. Questo cinematismo è caratterizzato, oltre che dall'inclinazione delle lesioni e dalla distanza fra i setti trasversali, anche dalle altezze h_1 ed h_2 dei due cunei.

In questo caso la massima resistenza attritiva si può ricavare come somma di più effetti che rappresentano, rispettivamente, l'attrito sulle lesioni inferiore e superiore (Figura 13). L'attrito che agisce sulla lesione inferiore è dovuto al peso dell'intera porzione sovrastante e si può scomporre in una forza uniformemente distribuita ed una forza con distribuzione triangolare, rispettivamente pari a:

$$F_{a1} = f \cdot \gamma \cdot s_1 \cdot h_2 \cdot h_1 \tan \beta \quad (19)$$

$$F_{a2} = f \cdot \gamma \cdot s_1 \cdot (h_1^2 \tan \beta) / 2 \quad (20)$$

La forza (Equazione 19) sarà applicata da una

distanza verticale pari ad $h_1/2$ rispetto alla cerniera, mentre la (Equazione 20) sarà applicata ad una distanza pari a $h_1/3$. Il secondo effetto rappresenta l'attrito sulla lesione superiore ed è pari a:

$$F_{a3} = f \cdot \gamma \cdot s_1 \cdot (h_2 \cdot h_1 \tan \beta) / 2 \quad (21)$$

La (21) verrà applicata ad una distanza pari a $h_1+h_2/3$ dalla cerniera. Scrivendo l'equilibrio alla rotazione si può facilmente ottenere il valore di λ :

$$\begin{aligned} & \lambda P \cdot \frac{h_1+h_2}{2} + \lambda P_1 \cdot \frac{2}{3} \cdot h_1 + \lambda P_2 \cdot \left(h_1 + \frac{h_2}{2} \right) + \\ & - P \cdot \frac{s}{2} - P_1 \cdot \left(s + \frac{h_1 \tan \beta}{3} \right) - P_2 \cdot \left(s + \frac{h_1 \tan \beta}{3} \right) + \quad (22) \\ & - F_{a1} \cdot \frac{h_1}{2} - F_{a2} \cdot \frac{h_1}{3} - F_{a3} \cdot \left(h_1 + \frac{h_2}{3} \right) = 0 \end{aligned}$$

dove:

- h_1 altezza del cuneo inferiore;
- h_2 altezza del cuneo superiore;
- P_1 Peso del cuneo inferiore;
- P_2 Peso del cuneo superiore;
- P Peso della parete sollecitata fuori piano;
- s spessore della parete sollecitata fuori piano;
- β inclinazione in gradi della lesione inferiore;
- f coefficiente di attrito.

Altri meccanismi frequenti, presi in considerazione nelle analisi, sono i ribaltamenti delle angolate libere in testa agli aggregati. Gli edi-

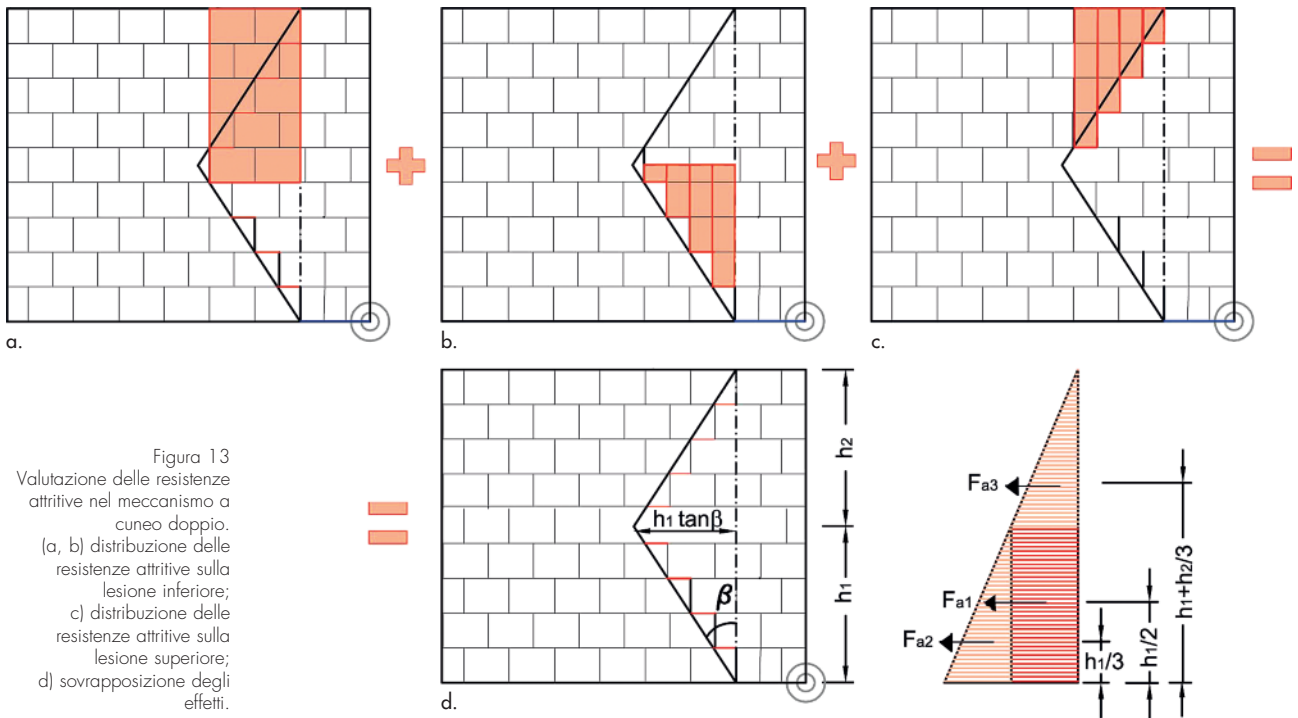


Figura 13
Valutazione delle resistenze attrittive nel meccanismo a cuneo doppio.
(a, b) distribuzione delle resistenze attrittive sulla lesione inferiore;
(c) distribuzione delle resistenze attrittive sulla lesione superiore;
(d) sovrapposizione degli effetti.

fici che si trovano alle estremità delle schiere sono infatti particolarmente vulnerabili, in quanto l'assenza di strutture di contrasto favorisce il ribaltamento dei cantonali sotto l'azione sismica. Si formano così due lesioni che delimitano l'angolo e che, come nei casi precedenti, possono avere diverse configurazioni, delimitando porzioni di muro triangolari (Figura 14a) o a doppio cuneo nel caso di pareti fessurate a taglio (Figura 14b).

Nella modellazione dei meccanismi di ribaltamento del cantonale, poiché la rotazione avviene attorno ad un solo punto, si è considerato lo schiacciamento del materiale, arretrando l'asse di rotazione di una quantità pari a metà dello spessore s della muratura; pertanto, considerando la

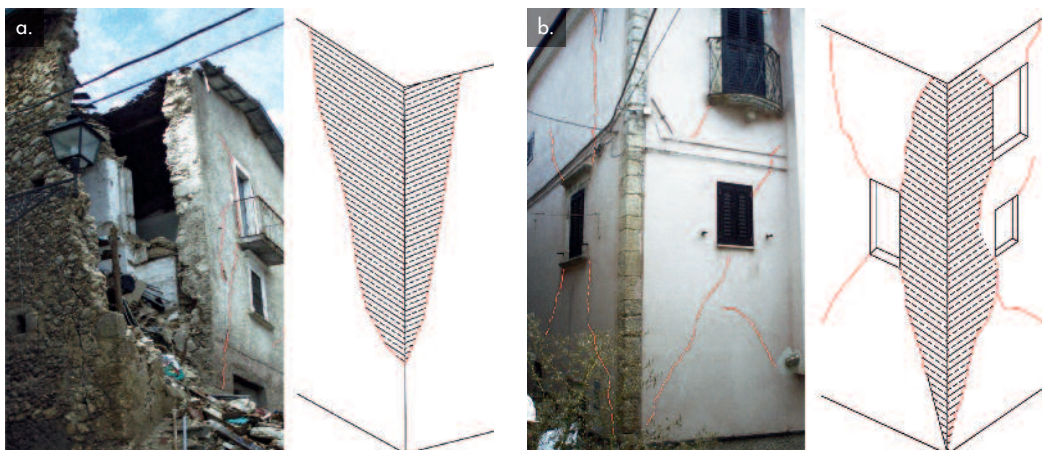
direzione del ribaltamento a 45° , l'asse di rotazione risulta arretrato rispetto allo spigolo esterno di una quantità pari a $0.5 s \sqrt{2}$ (Figura 15). La distanza dei baricentri delle masse rispetto all'asse di rotazione viene calcolata come:

$$D_i = \left(X_{Gi} + \frac{s}{2} \right) \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \quad (23)$$

X_{Gi} distanza fra il baricentro della i -esima massa e l'intradosso dell'intersezione fra i pannelli;
 s spessore della muratura;

Tenendo conto della (Equazione 23) l'equilibrio alla rotazione può essere scritto in questa forma:

Figura 14
a) Ribaltamento del cantonale a cuneo singolo, Casentino, (AQ);
b) Ribaltamento del cantonale a cuneo doppio, Casentino, (AQ).



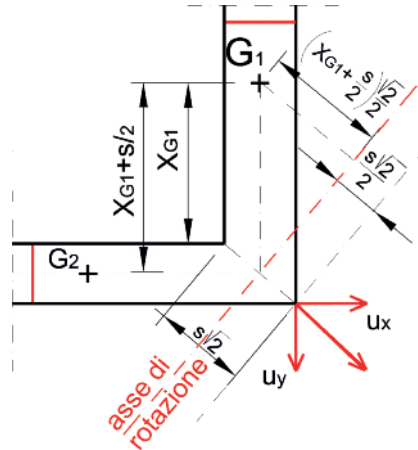


Figura 15
Posizione dell'asse di rotazione nei cinematici di ribaltamento del cantonale.

$$\lambda P_i \cdot h_i - P_i \cdot D_i - F_{ai} \cdot h_{Fai} = 0 \quad (24)$$

- P_i è il peso delle i -esime masse;
- h_i è la distanza verticale delle i -esime masse dall'asse di rotazione;
- F_{ai} è la i -esima resistenza attritiva;
- h_{Fai} è il punto di applicazione della i -esima resistenza attritiva;
- D_i distanza fra il baricentro delle i -esime masse e la cerniera.

3.5 Risultati delle analisi parametriche

I risultati riportati di seguito si riferiscono alle analisi parametriche condotte su pareti fra loro ammorsate aventi spessore pari a 60 cm, peso specifico pari a 23.00 kN/m³, altezza e dimensioni dei conci variabile, soggette ai cinematici illustrati al paragrafo precedente. Le analisi sono state ripetute considerando intervalli di attrito

muro-muro compresi fra $0.4 \leq \mu \leq 0.8$. Per ogni cinematico è stato diagrammato l'andamento del moltiplicatore di collasso in funzione dell'angolo di inclinazione delle lesioni e considerando fissi i valori dei parametri che controllano la distanza dei setti trasversali (L/h) e la forma della porzione di distacco (h_1/h_2). L'operazione è stata ripetuta più volte facendo variare ad uno ad uno i parametri in modo da ottenere più curve e metterle a confronto. In Figura 16 è rappresentato l'andamento del moltiplicatore di collasso al variare dell'angolo della lesione per meccanismi a cuneo singolo (a) e doppio (b); in entrambi i casi si nota come il divario fra le curve aumenti per effetto dell'attrito all'aumentare dell'angolo β . Questo risultato si spiega in maniera intuitiva, infatti, aumentando il peso del cuneo, aumenta anche la forza di attrito sulla lesione. Il confronto indica come considerando un coefficiente di attrito pari a $\mu = 0.6$ in ognuno dei casi considerati si riscontra un notevole incremento di

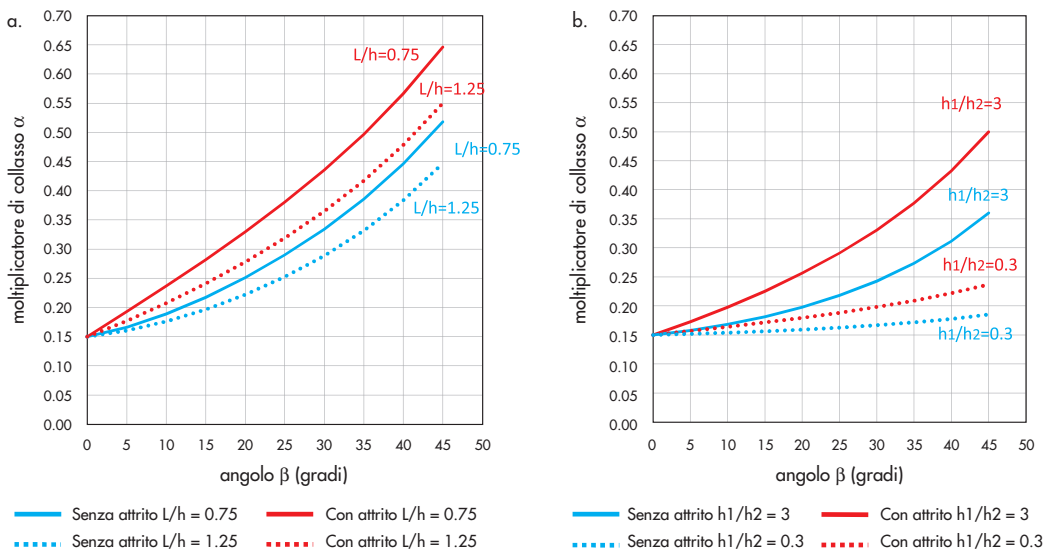


Figura 16
Il diagramma riporta l'andamento del moltiplicatore di collasso per diversi cinematici: a) cuneo singolo al variare di β e L/h ; b) doppio cuneo al variare di β e h_1/h_2 per $L/h=1$.

capacità del pannello già a partire da valori di β pari a 10° .

Al fine di valutare l'importanza del solo attrito rispetto alle altre componenti stabilizzanti, esse sono state valutate separatamente e rappresentate nel grafico in Figura 17 per diversi meccanismi; si distingue quindi un contributo dovuto alle masse sollecitate fuori piano, un contributo relativo alle masse sollecitate nel piano ed uno relativo all'attrito. Nel caso del ribaltamento del cantonale entrambe le pareti si considerano reagenti nel proprio piano.

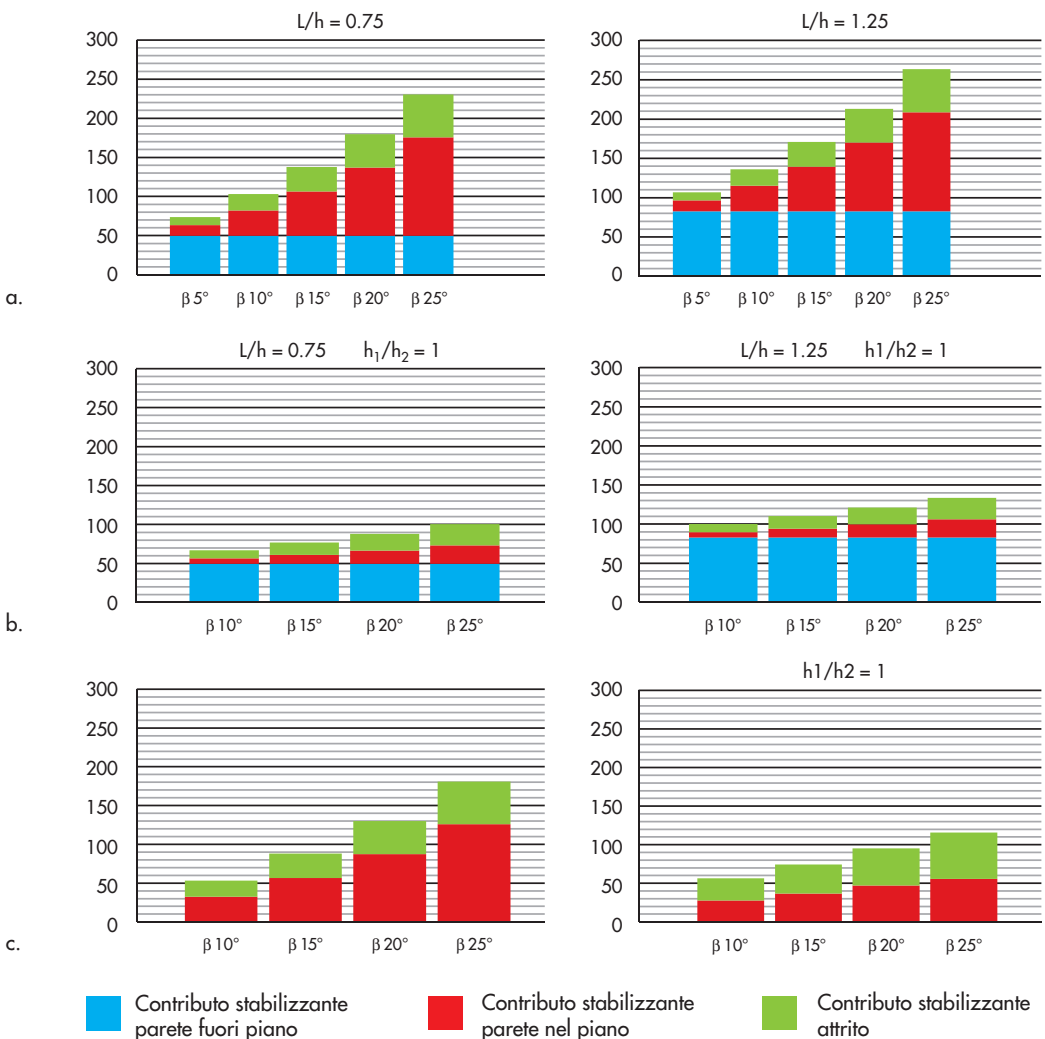
Dai grafici si può osservare che, a parità degli altri parametri, il contributo delle resistenze attritive rispetto alle altre azioni, è tanto maggiore quanto più la lesione è inclinata; poiché tale inclinazione dipende dalle dimensioni dei blocchi, si può concludere che la valutazione dell'attrito diventa importante per tessiture murarie caratterizzate da blocchi snelli. Inoltre se si analizza un cinematismo a cuneo doppio o singolo al variare di L/h , si nota che, al crescere di tale parametro, e cioè per tipologie edilizie

caratterizzate da muri di controvento ravvicinati, il contributo dell'attrito, pur rimanendo costante in valore assoluto, acquista un peso maggiore rispetto al contributo delle masse sollecitate fuori piano.

Studiando i contributi stabilizzanti in termini percentuali rispetto al totale (Figura 18), si noterà che in tutti i cinematismi, considerando una lesione con inclinazione pari ad almeno 20° , il contributo dell'attrito è notevole e si attesta sempre a circa un quarto del contributo totale. Possiamo concludere che, sulla base dei meccanismi analizzati, se si trascurano le resistenze attritive si commette un errore la cui entità dipende dalla tessitura muraria e dalla tipologia costruttiva e cioè:

- in relazione alla tessitura muraria l'errore commesso è tanto più grande quanto più i blocchi che costituiscono la muratura sono snelli;
- in relazione alla tipologia costruttiva l'errore commesso è maggiore per costruzioni caratterizzate da setti di controvento vicini fra loro.

Figura 17
Variazione dei contributi stabilizzanti dell'attrito e delle masse:
a) meccanismo di ribaltamento a cuneo singolo al variare di L/h ;
b) ribaltamento a cuneo doppio al variare di L/h e con $h_1=h_2$;
c) ribaltamento del cantonale a cuneo singolo e a cuneo doppio con $h_1=h_2$.



Bisogna sottolineare che i risultati sopra esposti non sono ancora stati oggetto di validazione tuttavia si prevede nel proseguo della ricerca di effettuare analisi numeriche non lineari per verificarne la validità.

3.6 Determinazione di coefficienti correttivi della capacità della parete dovuti all'attrito.

Le analisi effettuate hanno messo in evidenza come la valutazione delle resistenze attritive, usualmente trascurata nelle analisi di pareti sollecitate fuori piano, possa essere in molti casi importante per una fedele restituzione della capacità in alcune classi di meccanismi misti di porzioni murarie. L'incremento di capacità relativo alla valutazione delle resistenze attritive è funzione del tipo di collasso, della distanza fra i setti di controvento, dell'inclinazione e forma delle lesioni, del coefficiente di attrito muro-muro. Quest'ultimo dipende a sua volta dal materiale e dalla tessitura muraria:

- Δa^*_0 incremento di capacità;
- MC tipologia di meccanismo di collasso;
- L/h rapporto fra l'altezza della parete sollecitata fuoripiano e la distanza dei setti di controvento;
- h_1/h_2 forma del cuneo delimitato dalla lesione;
- β inclinazione della lesione;
- μ coefficiente di attrito muro-muro;
- M materiale;
- T tessitura muraria.

Le analisi numeriche relative ai meccanismi descritti al paragrafo precedente hanno permesso di definire una stima dell'incremento di capacità dovuto all'attrito. Analizzando la risposta di pannelli soggetti a differenti cinematismi, al variare dei parametri geometrici, della tessitura muraria e della tipologia strutturale, e confrontando i risultati ottenuti con quelli valutati in assenza di attrito, sono stati definiti dei coefficienti amplificativi che possono essere applicati ai risultati dell'analisi limite in modo tale tenere conto in maniera forfettaria della dissipazione energetica. Il coefficiente F_f (*friction amplification factor*) relativo a ciascun cinematismo è stato ricavato come segue:

$$\Delta a^*_0 = f(MC, \frac{L}{h}, \frac{h_1}{h_2}, \beta, \mu) \tag{25}$$

$$\mu = f(M, T) \tag{26}$$

$$F_f = \frac{a^*_{0\mu}}{a^*_0} \tag{27}$$

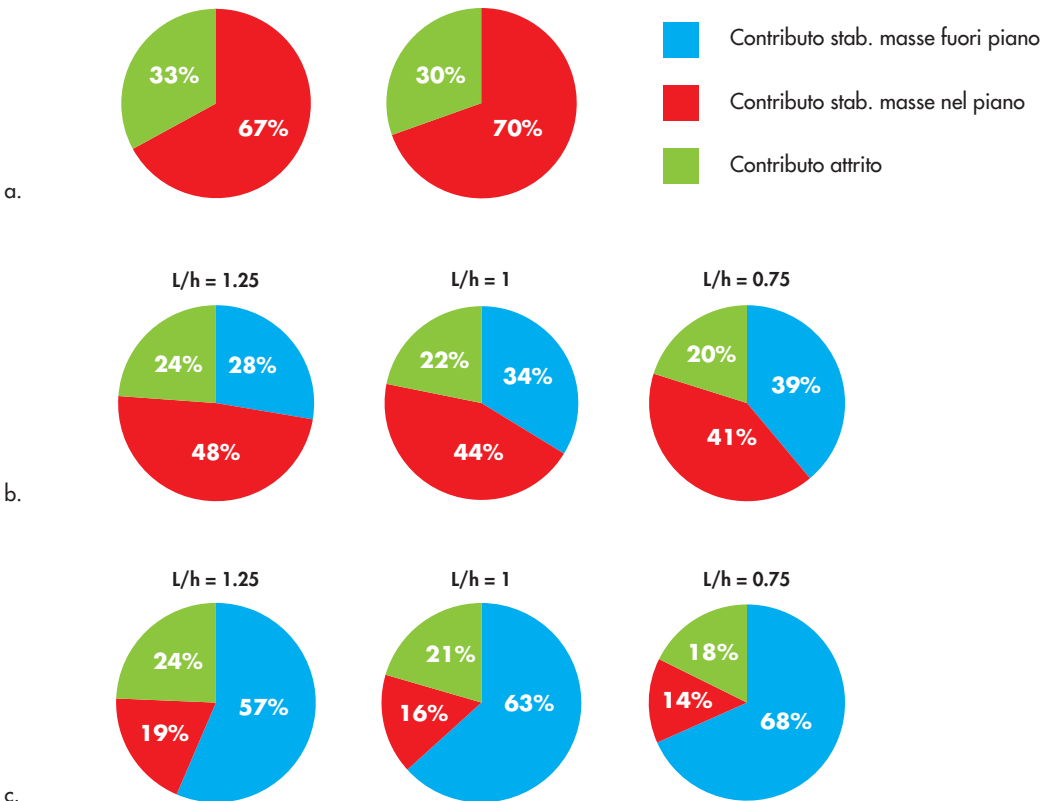


Figura 18
 Variazione percentuale dei contributi stabilizzanti per diversi cinematismi considerando l'inclinazione della lesione pari a $\beta=20^\circ$:
 a) ribaltamento del cantonale a cuneo singolo ed a cuneo doppio con $h_1=h_2$;
 b) ribaltamento a cuneo singolo al variare di L/h;
 c) ribaltamento a cuneo doppio al variare di L/h e con $h_1=h_2$.

$a_{0\mu}^*$ capacità ricavata inserendo l'attrito nel modello;

a_0^* capacità ricavata trascurando l'attrito.

I coefficienti F_f sono stati ricavati in funzione delle diverse classi di cinematismi, al variare dell'inclinazione della lesione e per differenti intervalli del coefficiente di attrito muro-muro e sono riportati nelle tabelle di seguito:

3.7 Uso del coefficiente correttivo per attrito

Nelle tabelle al paragrafo precedente sono stati definiti alcuni coefficienti che possono essere utilizzati per incrementare la capacità della parete soggetta a cinematismi misti, in maniera tale da tenere conto della dissipazione energetica dovuta all'attrito. Il coefficiente F_f viene indivi-

duato in tabella in funzione della classe del cinematismo, dell'inclinazione della lesione e del coefficiente di attrito muro-muro atteso per la tipologia muraria in oggetto. Sono stati considerati intervalli del coefficiente di attrito che vanno da un minimo di $\mu = 0.4$ fino ad arrivare a valori di $\mu \geq 0.7$. In oltre è possibile assegnare ulteriori incrementi in presenza di setti trasversali con interasse ravvicinato ($L/h > 1$). Una volta individuato il coefficiente amplificativo in tabella, esso può essere applicato ai risultati dell'analisi cinematica lineare così da incrementare la capacità della parete. In questo modo si tiene conto in maniera forfettaria della dissipazione energetica dovuta all'attrito durante l'evoluzione del cinematismo. Il metodo consente di dare una risposta al problema introdotto nei primi para-

Tabella 1 - Coefficienti di amplificazione F_f relativi a meccanismi misti a cuneo singolo

Coefficiente di attrito	Meccanismi a cuneo singolo				per $L/h > 1$
	inclinazione della lesione				
	$\beta=5^\circ$	$\beta=10^\circ$	$\beta=15^\circ$	$\beta \geq 20^\circ$	
$0.4 \leq \mu \leq 0.5$	1.13	1.21	1.26	1.28	1.05
$0.5 \leq \mu \leq 0.6$	1.16	1.26	1.32	1.35	1.05
$0.6 \leq \mu \leq 0.7$	1.19	1.30	1.38	1.41	1.05
$\mu \geq 0.7$	1.23	1.37	1.45	1.50	1.05

Tabella 2 - Coefficienti di amplificazione F_f relativi a meccanismi misti di pareti a cuneo doppio

Coefficiente di attrito	Meccanismi a cuneo doppio				per $L/h > 1$
	inclinazione della lesione				
	$\beta=5^\circ$	$\beta=10^\circ$	$\beta=15^\circ$	$\beta \geq 20^\circ$	
$0.4 \leq \mu \leq 0.5$	1.07	1.14	1.20	1.25	1.05
$0.5 \leq \mu \leq 0.6$	1.09	1.18	1.25	1.32	1.05
$0.6 \leq \mu \leq 0.7$	1.11	1.21	1.30	1.38	1.05
$\mu \geq 0.7$	1.12	1.24	1.35	1.45	1.05

Tabella 3 - Coefficienti di amplificazione F_f relativi a ribaltamento del cantonale a cuneo singolo

Coefficiente di attrito	Ribaltamento del cantonale a cuneo singolo				per $L/h > 1$
	inclinazione della lesione				
	$\beta=5^\circ$	$\beta=10^\circ$	$\beta=15^\circ$	$\beta \geq 20^\circ$	
$0.4 \leq \mu \leq 0.5$	-	1.41	1.44	1.52	1.05
$0.5 \leq \mu \leq 0.6$	-	1.54	1.65	1.70	1.05
$0.6 \leq \mu \leq 0.7$	-	1.65	1.75	1.84	1.05
$\mu \geq 0.7$	-	1.68	1.78	1.88	1.05

Tabella 4 - Coefficienti di amplificazione F_f relativi a ribaltamento del cantonale a cuneo doppio

Coefficiente di attrito	Ribaltamento del cantonale a cuneo doppio				per $L/h > 1$
	inclinazione della lesione				
	$\beta=5^\circ$	$\beta=10^\circ$	$\beta=15^\circ$	$\beta \geq 20^\circ$	
$0.4 \leq \mu \leq 0.5$	-	1.35	1.40	1.48	1.05
$0.5 \leq \mu \leq 0.6$	-	1.42	1.58	1.65	1.05
$0.6 \leq \mu \leq 0.7$	-	1.55	1.66	1.73	1.05
$\mu \geq 0.7$	-	1.64	1.75	1.79	1.05

grafi: esso infatti permette di descrivere meglio il comportamento reale della parete, pur conservando la semplicità di applicazione e l'intuitività, caratteristiche che lo rendono applicabile per analisi speditive su vasta scala. La metodologia di attribuzione dell'incremento di capacità deve naturalmente passare attraverso una disanima critica delle condizioni che determinano la configurazione del cinematismo (Carocci e Marino, 2008; Neri e Marino, 2009). La conoscenza approfondita dell'edificio, delle sue vicende storiche, dei dettagli costruttivi e dei materiali impiegati, rimangono la condizione imprescindibile per effettuare una qualsiasi valutazione realistica della vulnerabilità, e neanche il più sofisticato elaboratore di calcolo può sostituirsi all'esperienza dell'operatore durante questa fase conoscitiva. La determinazione delle condizioni che influenzano l'incremento di capacità per attrito possono essere determinate *a posteriori*, o *a priori*. Nel primo caso è necessario che sia già presente una situazione di dissesto della quale prendere atto; in base all'osservazione del quadro fessurativo e deformativo è possibile comprendere quale sarà la configurazione del cinematismo e rilevare l'inclinazione delle lesioni. Nel caso in cui non siano visibili dissesti bisogna procedere *a priori*, ipotizzando il cinematismo sulla base delle condizioni di vincolo e la possibile inclinazione delle lesioni in base all'osservazione della tessitura muraria. In entrambi i casi è possibile rilevare la presenza di eventuali accorgimenti costruttivi migliorativi del comportamento struttu-

rale. Una grande difficoltà riguarda l'esatta determinazione del coefficiente di attrito accettabile muro-muro; per questo motivo è stata condotta una campagna di indagini sperimentali che ha permesso di ricavare intervalli accettabili dei valori del coefficiente di attrito per alcune tipologie murarie tipiche dell'area siciliana. La descrizione delle indagini e dei risultati sarà riportata di seguito.

4. Indagini sperimentali per la caratterizzazione del coefficiente di attrito in alcune tipologie murarie

4.1 Tipologie murarie oggetto di analisi

La corretta determinazione delle resistenze attrittive che si sviluppano in una parete muraria soggetta a cinematismi misti pone non poche difficoltà. Tali resistenze dipendono dalla tessitura del paramento e della sezione muraria oltre che dai materiali utilizzati. I valori convenzionalmente assegnati in letteratura al coefficiente di attrito muro-muro, si attestano a circa $0.4 \div 0.45$ per qualunque tipologia muraria. Tuttavia le tipologie murarie esistenti possono essere così differenti fra loro, che non sembra ragionevole assumere un unico valore del coefficiente di attrito universalmente valido per tutte. Lo scopo della campagna di indagini sperimentali, è quello di determinare un range di valori accettabili del coefficiente di attrito per alcune tipologie murarie tipiche delle costruzioni tradizionali siciliane:

- tipologia in conci squadrati di pietra tenera diffusa nelle provincie di Trapani e Ragusa;

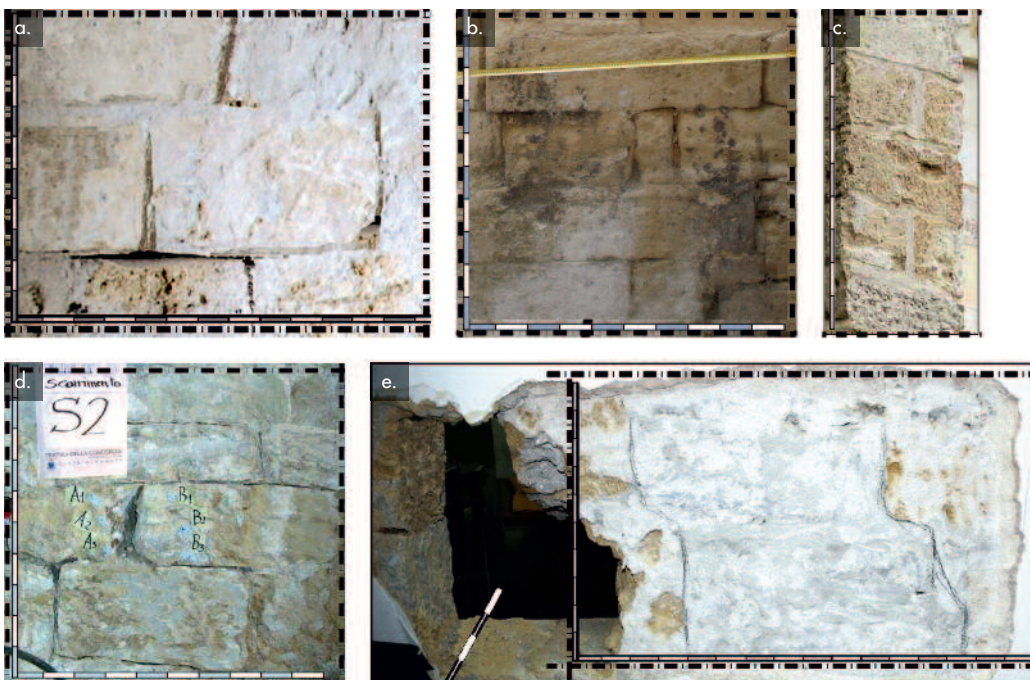


Figura 19
Alcuni campioni in pietra tenera squadrata:
a) paramento murario, scuola dell'infanzia in via S.Alessandra, Rosolini (SR);
b, c, d) paramenti e sezione muraria, Teatro della concordia, via Hecce Homo, Ragusa (RG);
e) paramento e sezione muraria, palazzo in via G. Di Vittorio, Modica, (RG).

- tipologia in conci lavici sbozzati, ricorrente in tutta l'area etnea.

Su ogni campione sono state effettuate le seguenti indagini in situ:

- rilievo della tessitura muraria effettuato previa rimozione dell'intonaco;
- n°2 prove a scorrimento rispettivamente nel punto in cui è stato effettuato il rilievo ed in un altro paramento murario, caratterizzato da uguale tipologia ma soggetto a diverso sforzo normale rispetto al primo;
- rilievo della tensione in esercizio tramite martinetti piatti o analisi dei carichi.

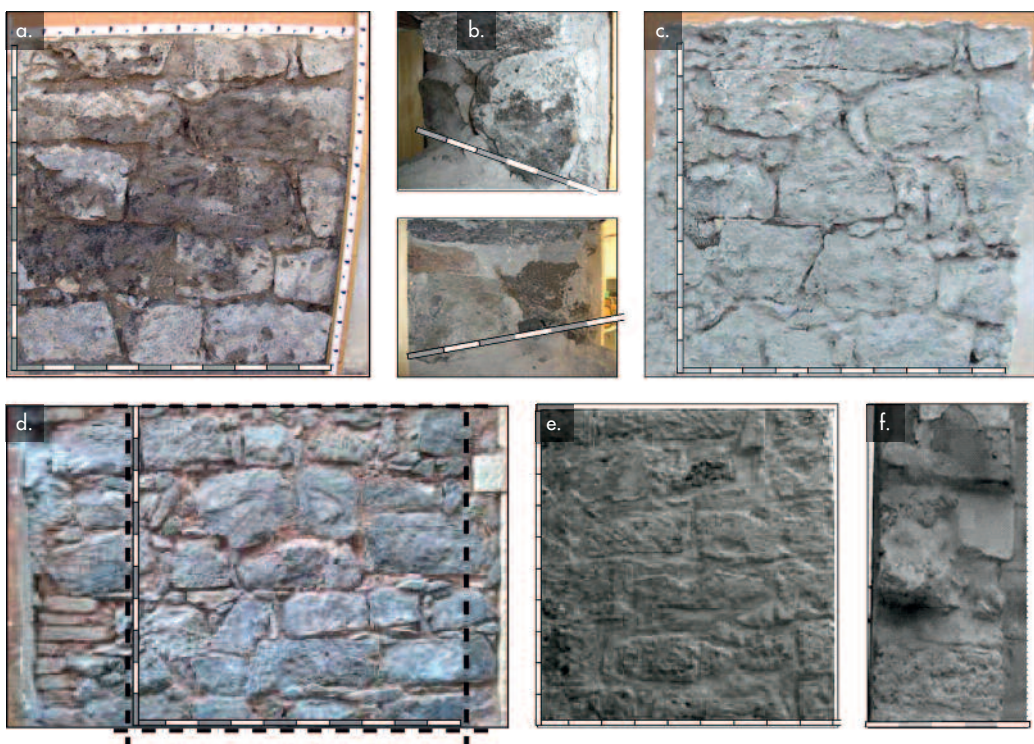
Nelle Figure 19 e 20 sono illustrati alcuni dei campioni analizzati per ogni tipologia muraria:

4.2 Metodo per la determinazione dell'attrito sperimentale

Il metodo per la determinazione del coefficiente di attrito sperimentale si avvale di prove semidistruttive il cui impiego è stato oggetto di recenti studi (Caliò, 2011). I meccanismi di rottura a taglio di un concio murario sollecitato nel proprio piano sono associati o allo scorrimento del concio lungo i giunti di malta, oppure alla rottura per fessurazione nella direzione normale alle isostatiche di trazione, che generalmente coincide con la diagonale del pannello murario. In questo paragrafo verrà illustrata una procedura che consente di stimare il coefficiente di attrito associato al meccanismo di rottura per

scorrimento mediante una prova semidistruttiva effettuata tramite un martinetto idraulico, coerentemente al criterio di Mohr-Coulomb. Al fine di effettuare la prova viene preventivamente isolato un concio di muratura tramite la rimozione di un ricorso di malta verticale da un lato, e del blocco adiacente dall'altro. Il concio rimane ammorsato alla parete attraverso le basi superiore ed inferiore e sulla faccia posteriore, e pertanto risulta sottoposto alla tensione normale di compressione agente sulla parete. Nella cavità lasciata libera dal concio rimosso viene inserito un martinetto idraulico. La prova consiste nell'applicare un'azione orizzontale sul concio precedentemente isolato, che viene fatta aumentare in maniera monotona registrando contemporaneamente gli spostamenti, fino a determinare un comportamento plastico indicativo dello scorrimento del concio. Gli spostamenti orizzontali del concio vengono misurati tramite opportune basi di misura, incollate rigidamente al paramento alla distanza iniziale di circa 200 mm, in modo tale che l'asse delle basi sia prossimo al piano di inserimento del martinetto nella muratura (Figura 21). La misura delle basi, ovvero la posizione relativa dei centri dei dischetti può essere rilevata con trasduttori elettronici oppure con comparatore bimillesimale; la pressione è misurata mediante manometro digitale con risoluzione di 0.1 bar. Dal valore della pressione nel circuito idraulico connesso al martinetto viene stimato il valore del carico risultante applicato al concio e lo si correla alle

Figura 20
Alcuni campioni in pietra lavica sbozzata: a, d) paramenti murari e relative sezioni, scuola elementare in via Vulcano, Paternò (CT); e) paramento murario, residenza universitaria, via Caronda, Catania; f, g) paramento e sezione muraria, edificio anagrafe, S. Gregorio, (CT).



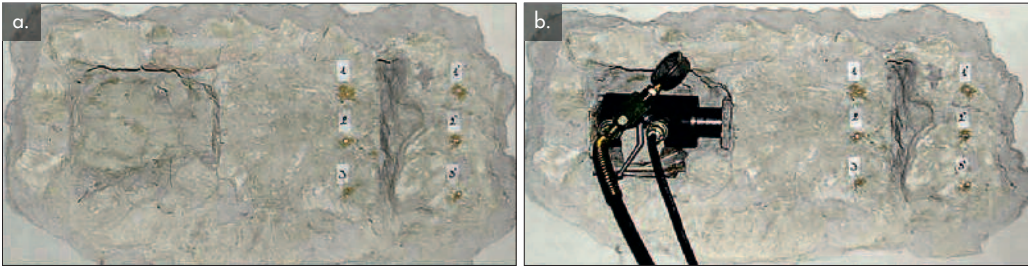


Figura 21
Prova a scorrimento sul campione 7A - palazzo in via Di Vittorio, Modica, (RG); a) preparazione del paramento tramite l'isolamento di un concio ed il posizionamento delle basi di misurazione; b) inserimento del martinetto ed esecuzione della prova.

deformazioni del concio stesso fino al determinarsi dello scorrimento.

Assumendo che la resistenza a taglio del concio di muratura sia dovuta all'effetto combinato delle forze orizzontali e dei carichi verticali secondo il criterio di Mohr-Coulomb, operando secondo un'analisi limite, l'equilibrio in situazione di incipiente collasso risulta garantito dall'instaurarsi di tensioni tangenziali lungo le superfici di scorrimento (Figura 22). Con riferimento al concio indagato è ragionevole assumere che lo scorrimento avvenga lungo i giunti orizzontali di malta, soggetti a tensione normale, il cui valore si può ritenere noto in base ad un'analisi dei carichi oppure in base ai risultati di una prova con martinetto singolo; le tensioni normali lungo la superficie posteriore del concio sono nulle. Nell'ipotesi semplificativa di materiale elastico perfettamente plastico isotropo e omogeneo, generalmente adottata nei modelli di calcolo, l'equilibrio in fase plastica di scorrimento del concio si scrive:

$$F_u = A_s (\tau_0 + \mu \cdot \sigma) + A_v \tau_0 \quad (28)$$

- A_s Area totale dei giunti orizzontali di malta lungo i quali avviene lo scorrimento;
- A_v Area della superficie di scorrimento verticale posteriore;
- τ_0 Tensione tangenziale ultima in assenza di sforzo normale;

- μ Coefficiente di attrito;
- σ Tensione normale sul concio.

Nella maggior parte delle indagini effettuate si è riscontrato che la faccia posteriore del concio risulta priva di malta, di conseguenza il relativo contributo di scorrimento risulta trascurabile. L'Equazione 28 contiene due incognite, ovvero la tensione tangenziale in assenza di sforzo normale τ_0 e l'angolo d'attrito μ ; l'esecuzione della prova in due pannelli soggetti a diversi valori della tensione normale consente di stimare entrambi i valori incogniti. Per ottenere un singolo valore sperimentale del coefficiente di attrito, sarà dunque necessario effettuare due prove, selezionando due paramenti afferenti alla stessa tipologia muraria, ma soggetti ad un diverso valore dello sforzo normale; i due pannelli possono essere individuati a differenti piani dell'edificio, nel caso di tipologia muraria unica per più livelli, o in alternativa selezionando un muro di spina ed un muro d'ambito nel caso di tipologie murarie differenti ai diversi livelli (Figura 23).

Ogni coppia di valori σ - τ ottenuta dalle prove va riportata su un diagramma cartesiano avente in ordinata i valori della tensione tangenziale ed in ascissa i valori dello sforzo normale; in questo modo verranno univocamente determinati due punti ed una retta che indica l'andamento del taglio ultimo al variare dello sforzo normale in esercizio. La pendenza di tale retta indica l'angolo di attrito, mentre l'intercetta con l'asse delle ordinate rappresenta la coesione. A titolo esem-

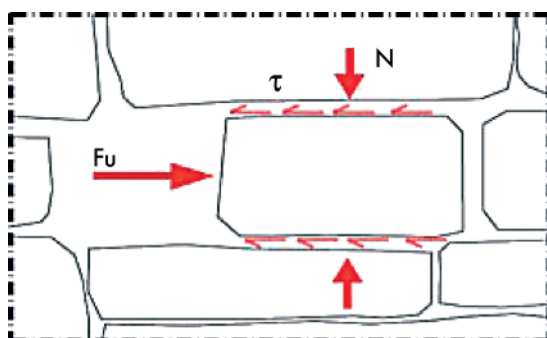
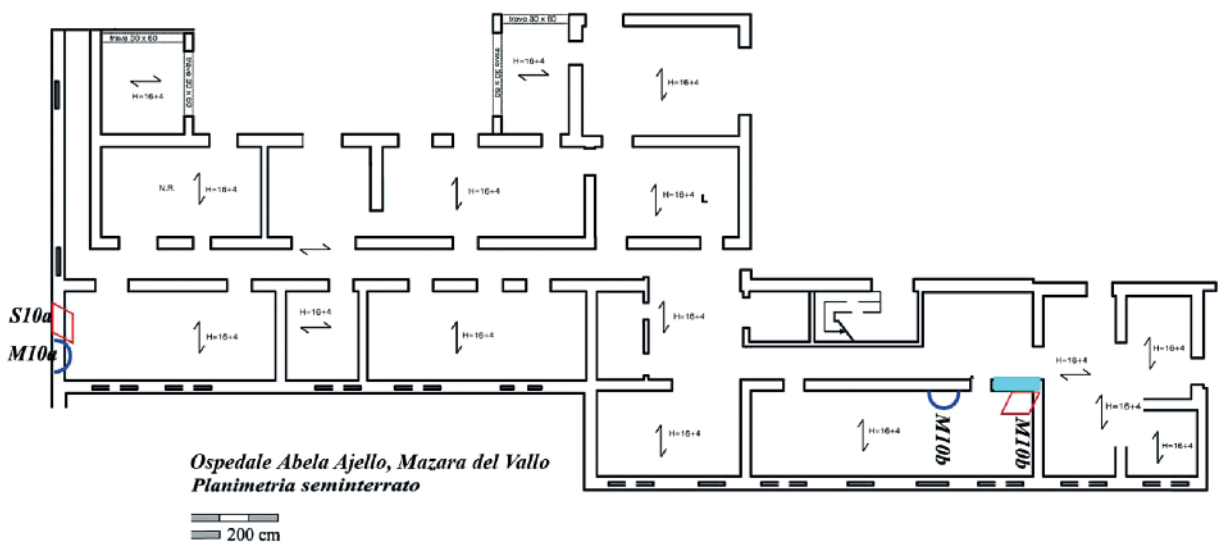
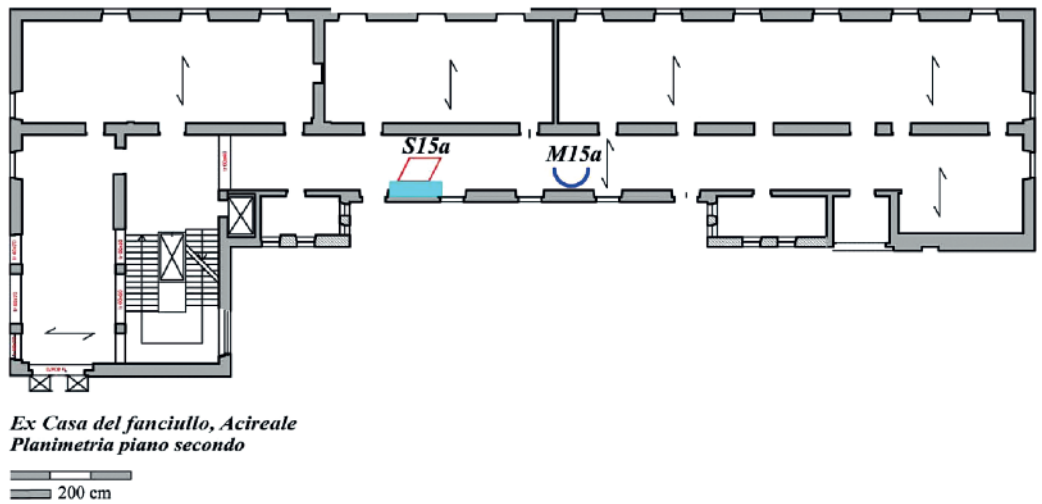
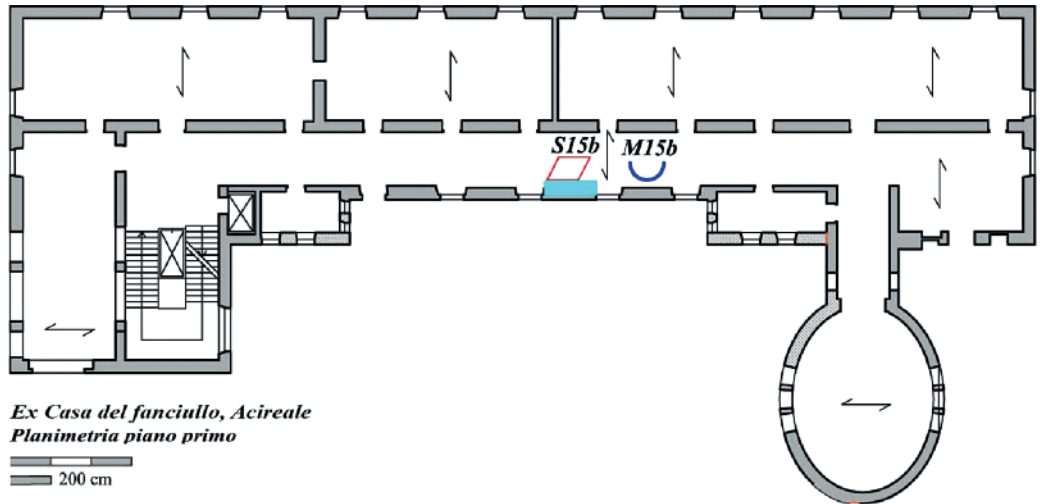


Figura 22
Stato tensionale sul concio soggetto alla prova a scorrimento.

Figura 23
Esempi rappresentativi dell'ubicazione delle prove.
Per ottenere un valore sperimentale del taglio devono essere effettuate due prove a scorrimento, SA ed SB, in due paramenti murari della stessa tipologia, ma sottoposti a differenti valori dello sforzo normale.
È possibile individuare i punti in cui effettuare i saggi a due livelli diversi dell'edificio, come nell'esempio a) o in alternativa individuando allo stesso livello due setti soggetti a carichi differenti, come nel caso dell'esempio b).



Legenda

- Rilievo tessitura muraria
- Martineti singoli
- Prova a scorrimento

plificativo vengono riportati in Tabella 5 i risultati delle prove effettuate per la caratterizzazione del campione murario n° 2, ed in Figura 24 i relativi diagrammi e la loro correlazione. Date le due coppie di valori dello sforzo normale in esercizio e del taglio ultimo, il coefficiente di attrito muro-muro si ricava come:

$$\mu = \frac{(\tau_{uSiA} - \tau_{uSiB})}{(\sigma_{iA} - \sigma_{iB})} \quad (29)$$

μ coefficiente di attrito muro-muro;
 τ_{uSiA}, τ_{uSiB} valori sperimentali del taglio ultimo ottenuti dalle prove a scorrimento SiA ed SiB , dove i è il numero del campione;
 σ_{iA}, σ_{iB} valori dello sforzo normale in esercizio ottenuti dalle prove MiA ed MiB effettuate con i martinetti piatti oppure ottenuti da analisi dei carichi, dove i è il numero del campione.

4.3 Risultati delle prove

Di seguito si riporta la Tabella 6 riassuntiva contenente i risultati ottenuti della campagna di indagini e la loro correlazione per ricavare il valore dell'attrito sperimentale.

Una prima osservazione dei risultati conferma quanto era stato assunto nella fase iniziale della ricerca e cioè che i valori del coefficiente di attrito di letteratura risultano decisamente sotto-stimati rispetto ad i dati sperimentali. I dati raccolti sono stati utilizzati per determinare un intervallo di valori ammissibili del coefficiente di attrito relativo alle tipologie murarie oggetto della ricerca. L'intervallo di valori accettabili del coefficiente di attrito è stato calcolato per ognuna delle tipologie murarie trattate eliminando il valore più alto ed il valore più basso, e sottraendo ed aggiungendo alla media di tali valori la deviazione standard:

$$\Delta_x = \bar{x} \pm \sqrt{\frac{(\bar{x} - x_i)^2}{n-1}} \quad (30)$$

Tabella 5 - Tabella riassuntiva dei valori sperimentali ottenuti dalle prove sul campione n° 2

Nome prova	Tensione normale σ (MPa)	Tensione tangenziale τ_u (MPa)	Attrito μ	Coesione τ_0 (MPa)
S2A	-	0.30	0.67	0.13
M2A	0.25	-		
S2B	-	0.24		
M2B	0.16	-		

Tabella 6 - Tabella riassuntiva dei valori sperimentali

Campione	Tipologia muraria	τ_{uSiA}	τ_{uSiB}	σ_{iA}	σ_{iB}	μ
1	Conci squadrate in tufo	0.27	0.21	0.18	0.08	0.6
2	Conci squadrate in tufo	0.30	0.24	0.25	0.16	0.67
3	Conci squadrate in tufo	0.30	0.23	0.29	0.20	0.78
4	Conci squadrate in pietra arenaria	0.27	0.24	0.23	0.18	0.60
5	Conci squadrate in calcarenite	0.32	0.28	0.23	0.153	0.52
6	Conci squadrate in tufo	0.25	0.21	0.19	0.13	0.67
7	Conci squadrate in tufo	0.15	0.11	0.22	0.156	0.63
8	Conci squadrate in tufo	0.16	0.13	0.28	0.22	0.54
9	Conci squadrate in calcarenite	0.23	0.32	0.18	0.36	0.50
10	Conci squadrate in calcarenite	0.24	0.15	0.287	0.15	0.65
11	Pietra lavica sbazzata	0.22	0.11	0.20	0.07	0.88
12	Pietra lavica sbazzata	0.20	0.13	0.19	0.10	0.81
13	Pietra lavica sbazzata	0.427	0.29	0.27	0.12	0.89
14	Pietra lavica sbazzata	0.52	0.39	0.24	0.10	0.92
15	Pietra lavica sbazzata	0.44	0.37	0.39	0.29	0.70
16	Pietra lavica sbazzata	0.87	0.63	0.72	0.46	0.94
17	Pietra lavica sbazzata	1.30	1.14	0.322	0.18	1.10
18	Pietra lavica sbazzata	0.66	0.58	0.36	0.26	0.76
19	Pietra lavica sbazzata	0.71	0.60	0.44	0.29	0.75
20	Pietra lavica sbazzata	0.65	0.61	0.23	0.17	0.67

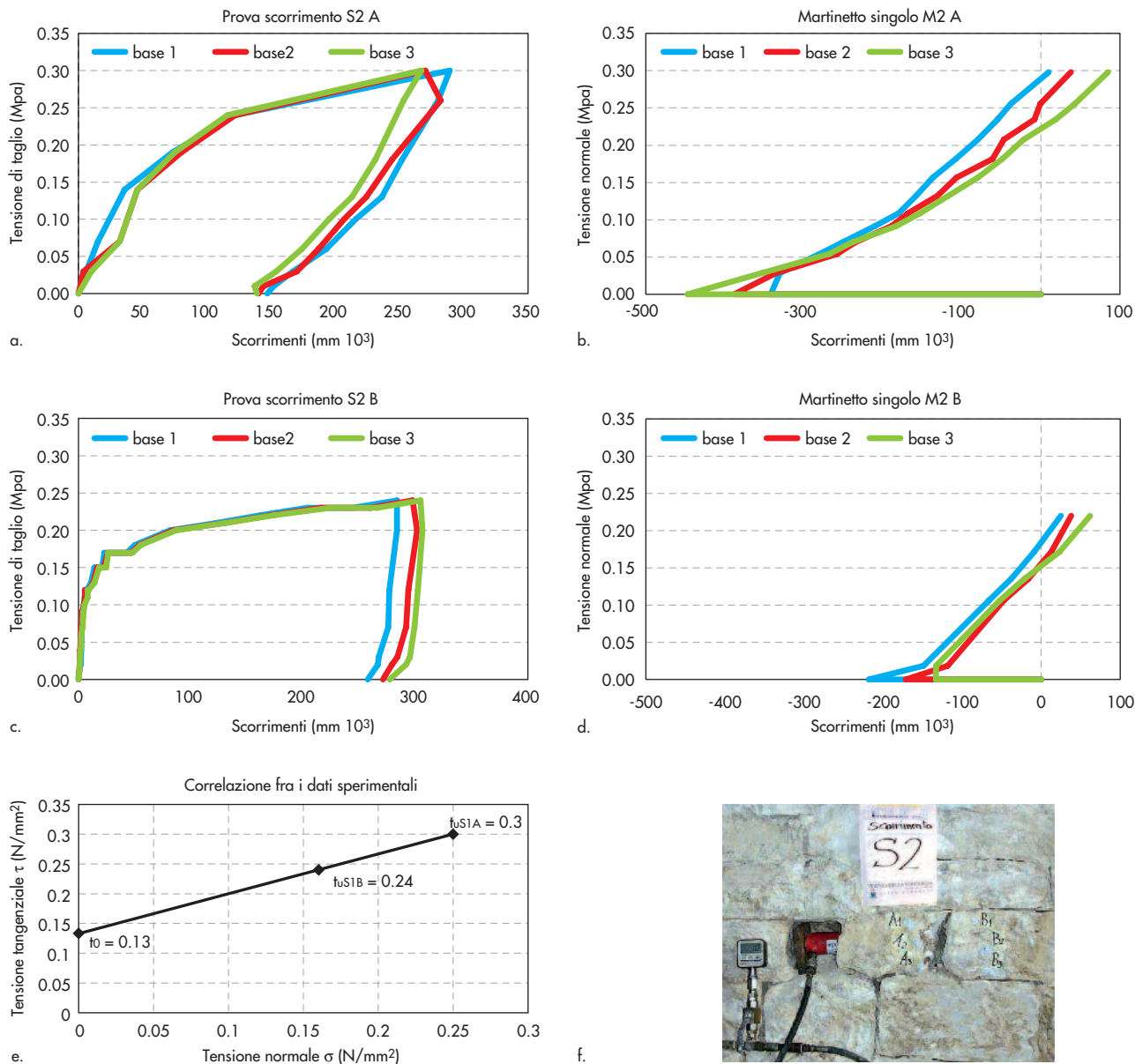


Figura 24
 Prove di caratterizzazione del campione n° 2; (a, b) prova di scorrimento S2A e prova con martinetto singolo M2A effettuate in corrispondenza del paramento in cui è stato effettuato il rilievo; (c, d) prova di scorrimento S2B e prova con martinetto singolo M2B effettuate in un paramento murario analogo al primo ma diversamente caricato; (e) correlazione fra i risultati delle prove: l'intercetta con l'asse delle ordinate rappresenta il taglio ultimo in assenza di sforzo normale, la pendenza della retta rappresenta l'angolo di attrito; (f) esecuzione della prova S2A.

dove:
 \bar{X} valore medio delle prove sperimentali;
 X_i valore ottenuto dalla singola prova;
 n numero di prove.

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva dei valori così trovati, nella quale i valori medi sono quelli esatti, mentre i valori accettabili dell'inter-

vallo sono stati approssimati per difetto. Dall'osservazione dei risultati si può subito notare che la deviazione standard è maggiore nel caso della pietra lavica sbozzata, mentre i dati sono più omogenei per i conci squadrate di pietra tenera. Inoltre per la pietra lavica sbozzata si hanno valori di attrito più alti. Questo fatto risulta facilmente comprensibile: i giunti

Tabella 7 - Valori accettabili del coefficiente di attrito per le tipologie murarie trattate

Tipologia muraria	μ_r med	s	μ_r Valori accettabili
Blocchi squadrate di pietra tenera	0.61	0.06	max 0.65
			min 0.55
Pietra lavica in conci sbozzati	0.83	0.09	max 0.90
			min 0.70

Tabella 8 - Stralcio della tabella C.8A.2.1 contenuta nelle NTC 2008 - Caratteristiche meccaniche min.- max. previste dalla normativa per alcune tipologie murarie.

Tipologia Muratura	f_m N/cm ²	τ_0 N/cm ²	E N/cm ²	G N/cm ²	W kN/m ³
	min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche irregolari)	100	2.0	690	230	19
	180	3.2	1050	350	
Muratura a conci sbazzati con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3.5	1020	340	20
	300	5.1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5.6	1500	500	21
	380	7.4	1980	660	
Muratura in conci di pietra tenera	140	2.8	900	300	16
	240	4.2	1260	420	
Muratura in blocchi lapidei squadrati	600	9.0	2400	780	22
	800	12.0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6.0	1200	400	18
	400	9.2	1800	600	

orizzontali sui quali si realizza lo scorrimento sono meno regolari in una muratura realizzata in pietra sbazzata piuttosto che in una muratura in conci squadrati. Per questo motivo la resistenza ricavata dalla prova di scorrimento è incrementata a causa di una componente relativa all'ingranamento dei conci o "effetto incastro". Il valore sperimentale dipenderà molto dalla forma dei conci nel punto in cui è stata fatta la prova. Nel caso dei conci squadrati in pietra tenera la regolarità dei filari si traduce in un minor effetto dell'ingranamento e in una maggiore omogeneità dei risultati. Bisogna sottolineare che lo scopo di questa ricerca non è quello di dare un parametro certo univocamente determinato, quanto quello di fornire un'indicazione relativa al comportamento del solido murario. Questo atteggiamento è già stato recepito dalla attuale normativa tecnica D.M.14.01.2008 nella quale vengono forniti intervalli accettabili delle resistenze e dei moduli elastici per alcune tipologie murarie, di cui si riporta uno stralcio in tabella 8. Lungi da essere un decalogo esauriente sulle caratteristiche delle murature esistenti, la norma fornisce alcune indicazioni generali di comportamento, da approfondire eventualmente tramite indagini in situ.

Le tipologie murarie studiate tramite la campagna di indagini trovano riscontro nella classificazione proposta dalla normativa, infatti la tipologia in *conci squadrati di pietra tenera* viene esplicitamente richiamata, mentre la tipologia in *conci sbazzati di pietra lavica* può essere assimilata a quella che in tabella C8A.2.1 viene denominata come *muratura in pietra a spacco con buona tessitura*. In questo senso la ricerca fornisce un'integrazione di quanto già esistente in normativa, poiché come si è visto, i valori dell'attrito presenti in letteratura sono sottostimati e soprattutto non è possibile applicare lo stesso valore a qualsiasi tipologia muraria. In un futuro si auspica di effettuare ulteriori indagini per la

caratterizzazione di altre tipologie murarie, ad esempio per murature in blocchi lapidei squadrati e murature in mattoni pieni e malta di calce.

5. Conclusioni

Il contributo del lavoro vuole essere quello di fornire un metodo per la valutazione speditiva della vulnerabilità sismica del patrimonio storico, in relazione a collassi locali dovuti a cinematismi misti. L'innovazione consiste nel miglioramento di una metodologia di analisi statica equivalente molto utilizzata, l'analisi limite, che applicata alle murature non consente tuttavia la valutazione della dissipazione energetica. L'introduzione delle resistenze attritive, nell'equazione dei lavori virtuali, consente di valutare, in una certa misura, la dissipazione energetica che avviene durante il cinematismo e di descrivere in maniera più accurata un fenomeno, che nella realtà mostra una riserva di capacità a causa del suo comportamento dinamico. Nel metodo proposto sono stati definiti alcuni coefficienti da applicare all'analisi cinematica lineare in maniera tale da incrementarne la capacità tenendo conto in maniera forfettaria del contributo delle resistenze attritive. Questi coefficienti sono stati ricavati per differenti classi di cinematismi ed al variare di alcuni parametri, fra cui la forma della lesione, la presenza di setti di controvento ravvicinati ed il valore atteso del coefficiente di attrito muro-muro. I coefficienti non sono stati ricavati nel caso di aperture vicine al martello murario perché si ritiene che queste comportino una significativa riduzione delle superfici murarie a contatto lungo le lesioni di distacco con la conseguente riduzione del contributo dell'attrito. Allo stato attuale la ricerca rimane sul piano teorico, in quanto il metodo non è stato ancora validato, ma si prevede in futuro di effettuare analisi numeriche non lineari per verificare la validità

dei risultati ottenuti. Sarebbe utile anche la verifica dei risultati tramite prove sperimentali che tuttavia per il momento non sono previste. Un altro aspetto innovativo della ricerca è quello di cercare di definire, tramite indagini sperimentali, i valori accettabili dell'attrito in alcune tipologie murarie, cioè la muratura in pietra lavica sbalzata con tessitura regolare e la muratura in conci squadri di pietra tenera, auspicando di poter studiare in futuro anche altre tipologie. In questo modo viene fornito non un parametro certo ma una indicazione di comportamento, coerentemente con l'approccio dell'attuale normativa tecnica in materia di murature esistenti. Il professionista chiamato a valutare la vulnerabilità sismica

di un edificio tradizionale, una volta riscontrato l'ammorsamento fra le pareti ed avendo individuato una tipologia muraria a tessitura regolare, capace di sviluppare resistenze attrittive, può decidere di avvalersi delle tabelle per calcolare in maniera forfettaria l'incremento di capacità dovuto alla dissipazione energetica. In base all'approfondimento richiesto il professionista stesso potrà decidere come stabilire quale sia il coefficiente di attrito con cui entrare nelle tabelle: egli potrà infatti avvalersi dei risultati accettabili determinati in questo studio per alcune tipologie murarie oppure effettuare indagini sperimentali specifiche per ricavare direttamente il coefficiente di attrito.

Bibliografia

- Calò I. (2011) - La prova di scorrimento con martinetto piatto, XIV congresso Nazionale Anidis, Bari.
- Carocci C.F., Costa M., Borgia C., Circo C., Indelicato D., Marino M., Tocci C., Lagomarsino S., Cattari S., Cianci F., Dal Bò A., Degli Abbatì S., Ottonelli D., Romano C., Rossi M., Serafino N., Stagno G., Cifani A., Martinelli A., Castellucci A., Lemme A., Liris M., Martegiani F., Mazzariello A., Milano L., Morisi C., Petracca D., Pittaluga D., Vecchiatini R. (2010) - Una metodologia per la conservazione di centri storici danneggiati dal sisma: rilievo costruttivo e del danno, indagini ed indicazioni per il recupero di Casentino (AQ), in Sicurezza e conservazione nel recupero dei Beni Culturali colpiti da sisma. Strategie e tecniche di ricostruzione ad un anno dal terremoto abruzzese, Venezia.
- Carocci C.F., Marino M. (2008) - Gli aggregati murari della città storica: conoscenza e interpretazione per la valutazione della vulnerabilità sismica, XIII Congresso Nazionale Anidis, Bologna.
- Casapulla C. (1999) - Resistenze attrittive in una parete muraria soggetta ad azioni normali al suo piano medio. IX Congresso Nazionale Anidis, Torino.
- Casapulla C., Maione A. (2007) - Procedura semplificata per meccanismi di danno di strutture murarie nel piano e fuori dal piano. XII Congresso Nazionale Anidis, Pisa.
- Corradi L. (1992) - Meccanica delle Strutture, vol. 1, Il comportamento dei mezzi continui, McGraw-Hill, Milano.
- De Raggi T. (1997) - Il comportamento della parete muraria soggetta ad azioni perpendicolari al proprio piano: il caso della frattura triangolare IX Congresso Nazionale Anidis, Torino.
- Dolce M., Manfredi G. (a cura di) (2010) - Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Partizioni, Dipartimento Nazionale Protezione Civile - Reluis, Doppiavoce Edizioni, Napoli.
- Giuffrè A. (1993) - Sicurezza e conservazione dei centri storici: il caso Ortigia. Laterza, Bari.
- Griffith M.C., Lam N.T.K., Wilson J.L., Doherty K. (2004) - Experimental investigations of unreinforced brick masonry walls in flexure, Journal of Structural Engineering 130, pp. 423-432.
- Jirasek M., Bazant Z.P. (2002) - Inelastic analysis of structures. Wiley, Chichester.
- Mauro A., Al Shawa O., De Felice G., Sorrentino L. (2011) - Sperimentazione e modellazione del comportamento dinamico di pareti murarie sollecitate fuori dal piano. XIV congresso Nazionale Anidis, Bari.
- Menon A., Magenes G. (2008) - Out of plane seismic response of unreinforced masonry. Definition of seismic input. Research Report No. ROSE-2008/04. IUSS Press, Pavia.
- Neri F., Marino M. (2009) - La valutazione della vulnerabilità sismica di edifici in muratura: dalla conoscenza alla modellazione numerica. Wondermasonry. Ischia.

Gli Autori

Manuela Marino

Nata a Catania nel 1979, consegue nel 2007 la laurea presso la facoltà di Architettura dell'Università di Catania, discutendo una tesi relativa all'ambito della statica e stabilità delle costruzioni murarie dal titolo: "Il complesso monumentale di S. Giuliano a Catania, analisi del danneggiamento sismico e criteri di progetto strutturale e funzionale".

Dal 2007 al 2009 svolge attività di tutorato all'interno del Laboratorio di Tecnica delle Costruzioni del Corso

di Laurea Specialistica in Architettura dell'Università degli Studi di Catania tenuto dal Prof. F. Neri.

Nel 2008 collabora con il dipartimento ASTRA dell'Università degli Studi di Catania al progetto "Valutazione e riduzione della vulnerabilità di edifici in muratura". Tale progetto, è stato svolto nell'ambito della Ricerca Nazionale della Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica (Reluis), finanziata dalla Protezione Civile Nazionale, Unità di Ricerca n°16, coordinata dalla prof C.F. Carocci. Durante il progetto è stato svolto un lavoro mirato alla valutazione della risposta

sismica degli aggregati in muratura, con particolare riferimento ad un caso studio sito nella città di Catania, con l'obiettivo di individuare ed interpretare resistenze e vulnerabilità dell'aggregato, intrinseci o aggiunti, e possibili meccanismi di crisi attivati dal sisma.

Nel 2009 partecipa all' "Attività di studio finalizzata al recupero dei centri storici di Casentino e di Villa Sant'angelo (L'Aquila) colpiti dal sisma del 6 aprile 2009", Coordinamento: Prof. S. Lagomarsino (Università di Genova), C. Carocci (Università di Catania), Cesare Tocchi (Università di Roma 1), Serena Cattari (Università di Genova). Durante tale studio svolge attività inerenti al rilievo delle tecniche costruttive locali, al rilievo del danno sismico e all'interpretazione dei meccanismi di crisi in relazione alle tipologie costruttive osservate.

Nel 2013 consegue il titolo di Dottore di Ricerca in Ingegneria delle Strutture (XXIV ciclo) presso l'Università degli studi di Catania, dove svolge attività di ricerca inerente alla valutazione della vulnerabilità sismica di edifici tradizionali in muratura.

Dal 2014 collabora come assegnista con il dipartimento DICAr dell'Università di Catania dove si occupa di analisi strutturali finalizzate alla comprensione del comportamento di monumenti antichi ed alla loro datazione.

Fabio Neri

Laureato in Ingegneria Civile nel 1995 ed ha conseguito il Dottorato di ricerca in Ingegneria delle Strutture

(XI ciclo) nel 1999 presentando una dissertazione dal titolo "Comportamento sismico di telai in acciaio a nodi rigidi, proposta di una metodologia per il controllo del meccanismo di collasso".

Dal 2002 è Ricercatore nel gruppo ICAR 09 (Tecnica delle Costruzioni) presso la Facoltà di Architettura dell'Ateneo di Catania con sede a Siracusa. Nel marzo 2011 prende servizio presso la Facoltà di Ingegneria dell'Ateneo di Catania ove ricopre il ruolo di ricercatore confermato.

Attività didattica svolta presso la Facoltà di Ingegneria di Catania:

- dal 2013 è docente del corso di Costruzioni in Zona sismica;
- dal 2010 al 2013 è docente del corso di Progettazione di Ponti;
- dal 2007 al 2009 è docente per l'insegnamento di Strutture prefabbricate ed in acciaio.

Ha svolto attività di ricerca sulle seguenti tematiche:

- analisi del comportamento e progettazione sismica di telai in acciaio;
- comportamento sismico di edifici in cemento armato;
- modellazione dell'azione sismica e dinamica aleatoria di sistemi strutturali;
- edifici storico monumentali;
- tecniche innovative di protezione sismica.

È autore di circa sessanta pubblicazioni su atti di convegni e riviste nazionali ed internazionali.