



The De Saint Venant theory doesn't fit the in plane masonry seismic behaviour: a new calculation model is proposed

Alfonso Ricciardi
Structural engineer

Keywords: Masonry buildings in seismic areas; De Saint Venant Theory inapplicability; new model of calculation

ABSTRACT.

The studies of prof. A. Giuffrè on the behavior of masonry structures, subjected to seismic actions, are based on the hypothesis that a masonry panel in a wall doesn't act as a De Saint Venant solid but it has to be considered as an arrangement of stone elements, which have different dimensions and quality, as a consequence of the site and the age of construction. For this reason the cinematic method of limit analysis, applied to a part of the panel, is used for the calculation of horizontal collapse load. On the contrary, the building rules NTC 2008 and NTC 2018 leads to consider a masonry panel as a monolithic solid and the De Saint Venant Theory is applied to a frame structure model for the calculations. To understand that the monolithic solid hypothesis, intended as the basic requirement to apply the De Saint Venant Theory, is in general only a limit case, can be useful to refer to opposite limit cases that can occur in a masonry panel, as a consequence of the stone elements length and the space between vertical joints. In the present study, following the ideas developed by Prof. A. Giuffrè, a new mechanic model for the masonry panels in a wall is proposed. With this model the first result reached is to demonstrate, with a simple mathematic equation, why, in general, the hypothesis of a behavior as a De Saint Venant solid is wrong for a masonry panel. This new model can clearly be used to evaluate the in plane resistance of a wall to seismic action. A first attempt of this evaluation was carried out to test the validity of the model, comparing the obtained results with the experimental data of the Phd thesis of prof. V. Ceradini with the prof. A. Giuffrè. The calculations were made with a static non-linear analysis and linear cinematic method. In spite of the simplification done, to have more easy mathematic relations to calculate, the errors obtained were smaller than 10 % with non-linear analysis and less than 15% with cinematic method. Instead, considering the method used by the building rule NTC 2018, bigger errors occurred, increasing with the Length/Height ratio of the panel, because the expression of resistance for upset collapse, given by the rule, consider the upset of the overall panel instead of that corresponding to a part of it, that is the detected behaviour in the experimental result.

1 PREMESSA

Negli anni '80 il prof. A. Giuffrè ha sviluppato degli studi riguardanti un nuovo approccio al problema del calcolo della resistenza di edifici in muratura in zona sismica, non più basato sulla teoria della trave, quanto sul concetto di equilibrio limite dei setti, che si traduce nell'applicazione del metodo cinematico dell'analisi limite, seguendo le stesse idee sviluppate anni prima dal prof. J. Heyman. Ma la cosa più importante da lui introdotta è stato il fatto di capire che più che la resistenza va studiata attentamente la qualità di una muratura per stabilire se almeno questa è rispondente alla "regola dell'arte" e cioè se ha filari orizzontali più o meno regolari, collegamenti trasversali tra i due paramenti con diatoni, giunti verticali sfalsati, pietre di discrete dimensioni, rinzeppature dei vuoti tra le pietre. Leggendo i

suoi libri alla fine è difficile non convincersi del fatto che un muro è quasi sempre abbastanza lontano dal poter essere considerato come un solido omogeneo ed isotropo cui possa applicarsi la teoria del De Saint Venant e quindi gli usuali metodi di calcolo a telaio ed infatti, come detto, per la verifica nel piano viene indicato il metodo cinematico che consiste nell'individuare le probabili linee di rottura di setti e fasce e quindi le porzioni murarie che alla fine vanno a costituire un cinematismo. In tal modo può accadere che un setto si lesioni per l'intera altezza, senza che vi siano meccanismi di piano, e di conseguenza viene a mancare sia l'ipotesi di comportamento a telaio che quella della monoliticità del setto, che è la condizione minima che dovrebbe essere verificata per pensare di poter applicare la teoria della trave.

Le NTC 2008 ed anche le NTC 2018, pur avendo inglobato tale approccio nelle nuove norme, sotto forma di analisi cinematica, principalmente per azioni fuori del piano, ma permettendo di utilizzarlo in alcuni casi anche per azioni nel piano, indicano comunque che in generale, per la verifica nel piano, bisogna riferirsi all'approccio classico che consiste nel calcolo di un telaio costituito da setti e travi in muratura, visti come solidi monolitici, cui può applicarsi la teoria della trave.

Per capire quale validità abbia l'ipotesi di monoliticità, in base alla dimensione dei conci del setto ed allo spazio tra i giunti verticali, ci viene in aiuto il criterio di fascia per cui se le pietre avessero la lunghezza dell'intero setto allora senz'altro l'ipotesi sarebbe verificata mentre nel caso limite opposto di un muro costituito da filari verticali affiancati privi di collegamento reciproco, situazione a cui ci si può avvicinare nel caso di muri con pietre piccole e giunti non ben sfalsati in verticale, l'ipotesi sarebbe senz'altro non verificata ed in tal caso le formule di resistenza a pressoflessione e taglio di normativa non avrebbero più alcuna validità. In generale quindi può dirsi che nel generico setto, in base alla dimensione delle pietre ed alla lunghezza di sfalsamento dei giunti verticali, ci si può al massimo avvicinare all'ipotesi di solido omogeneo alla De Saint Venant, ma a rigore il comportamento sarà intermedio tra i due casi limite suddetti, per cui l'ipotesi di normativa non sarà del tutto valida. Tale errore teorico può essere mitigato dalla presenza di cordoli di piano, che almeno puntualmente, costituiscono un vincolo di monoliticità ed al contempo, in corrispondenza delle fasce, hanno il compito di dar luogo al comportamento a telaio fungendo da trave incastrata elasticamente nel setto. Tuttavia nelle case dei centri storici e negli edifici di interesse storico-artistico non sempre sono presenti tali cordoli e spesso accade che la muratura non sia di buona fattura.

2 IL NUOVO MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo che si propone è costituito da conci tutti uguali, disposti in maniera regolare, al fine di semplificare i calcoli. Ulteriori studi potranno stabilire quale sia la lunghezza media efficace e lo sfalsamento medio dei giunti efficace da considerare nello schema, nel caso di un setto con conci di diversa lunghezza e con sfalsamento dei giunti variabile, così come quasi sempre avviene negli edifici dei centri storici ed in quelli di interesse storico-artistico.

2.1 Dimostrazione dell'inapplicabilità della teoria della trave ad un setto murario

Seguendo gli studi del prof. A. Giuffrè e quindi considerando una struttura muraria non più come un corpo omogeneo ed isotropo, a cui sia possibile applicare la teoria della trave, ma costituito da un insieme discreto di conci di dimensioni variabili e di fattura più o meno buona in base al luogo ed all'epoca di costruzione, si è arrivati ad un nuovo schema di calcolo che trova una sua prima giustificazione nel fatto che porta proprio ad una dimostrazione, con una semplice relazione matematica, dell'inapplicabilità della teoria della trave ai setti murari.

Lo schema statico considerato è quello riportato in figura 1, costituito da filari verticali

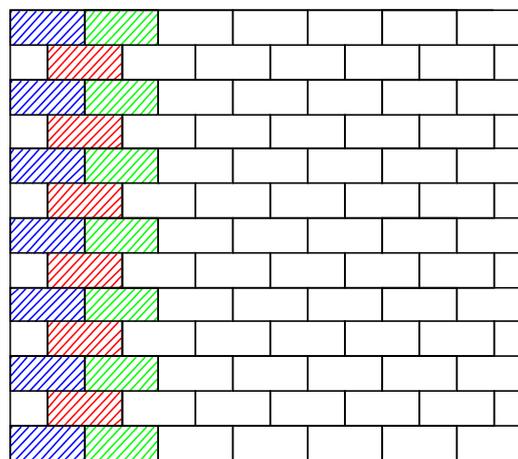


Figura 1. Nuovo schema di calcolo

adiacenti connessi dalle pietre con giunti sfalsati, poste a cavallo dei due filari stessi. In tale schema lo sforzo di scorrimento verticale che nasce tra filari contigui è pari al carico verticale che va a gravare all'interfaccia dei filari, in corrispondenza delle pietre di collegamento, grazie al fatto che, in presenza di azioni sismiche, il carico sovrastante si inclina.

Risulta subito evidente, come già detto, che se le pietre di collegamento suddette avessero lunghezza nulla, e quindi in assenza di sfalsamento dei giunti tra filari orizzontali sovrapposti, ogni filare verticale avrebbe un comportamento autonomo da quello adiacente, come nel caso della figura 2, e di conseguenza una resistenza per azioni sismiche completamente diversa da quello di una trave avente un comportamento monolitico con altezza pari a quella dell'intero setto murario. D'altronde è noto, da varie sperimentazioni eseguite, che aumentando l'ingranamento in orizzontale delle pietre (ovvero la lunghezza di sfalsamento dei giunti), come nella figura 3 per il setto a sinistra

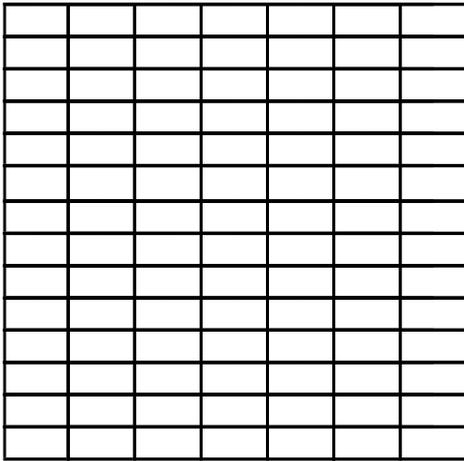


Figura 2. Setto con filari verticali non collegati

rispetto a quello a destra, aumenta notevolmente la resistenza del setto murario, cosa di cui non si può tenere conto schematizzando il setto come un'unica trave.

Ciò si può facilmente capire confrontando le

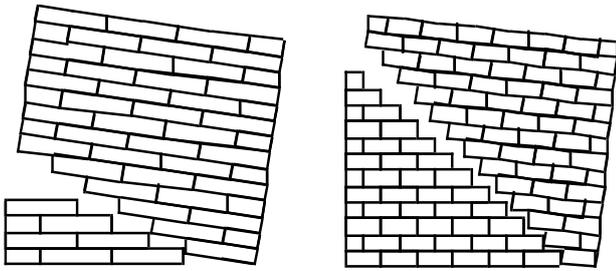


Figura 3. Esempio di ribaltamento di due setti. A sinistra quello con giunti più sfalsati in orizzontale

massime porzioni murarie che si potrebbero ribaltare in funzione della lunghezza di sfalsamento dei giunti. Come si vede dalla figura 3, nel caso indicato a sinistra, con lunghezza maggiore, si ha una porzione muraria maggiore cui corrisponde una maggiore resistenza a ribaltamento. Per dimostrare che per avere un comportamento monolitico di un setto in muratura sarebbero necessari carichi verticali maggiori di quelli normalmente agenti in una muratura si sono ricavate delle espressioni generali dello sforzo di scorrimento in verticale sia nel caso di comportamento a solido omogeneo, secondo la teoria della trave, che per lo schema statico proposto. In tale ultimo caso lo sforzo di scorrimento agente per una lunghezza pari al doppio dell'altezza della pietra e' pari al peso di muratura che va a gravare su tale lunghezza, che può essere calcolato con semplici equazioni di equilibrio alla traslazione verticale, una volta che si consideri che, come detto, per effetto delle azioni orizzontali, il flusso dei carichi verticali si inclina andandosi a trasmettere da un filare verticale a quelli adiacenti. E' chiaro che la trasmissione di tale

carico e' possibile perché nella zona di contatto tra i due filari, quello a valle tende a sollevarsi rispetto a quello a monte.

In base alle considerazioni fatte, nel caso di pietre dell'altezza di 20 cm e di distribuzione proporzionale alle masse delle azioni sismiche, si possono avere i due casi riportati in figura 4, nel calcolo dello scorrimento, a seconda della posizione del filare nel setto. Uno e' relativo al

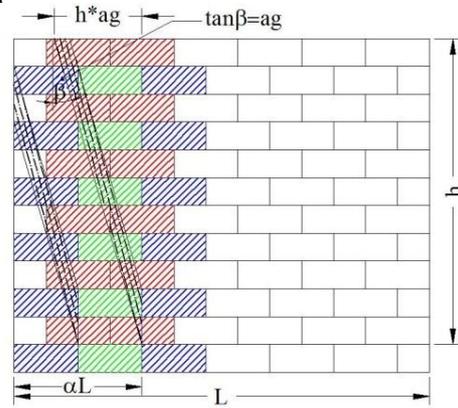


Figura 4. Le due aree tratteggiate in nero indicano le zone di muratura il cui peso va a gravare sulle pietre rosse di collegamento tra i filari, nei due casi possibili

caso in cui $h*ag \leq \alpha*L$, dove α rappresenta la percentuale della lunghezza del setto in cui e' posizionato il filare, e l'altro e' quello per cui $h*ag > \alpha*L$. Poiché nel primo caso si hanno sforzi di scorrimento maggiori che nel secondo, come si vede dalla figura 4, basterà considerare solo il primo dei due per dimostrare quanto sopra detto. Si e' quindi ricavata l'espressione generale dello sforzo di scorrimento, relativa al primo caso, che e' pari a:

$$S(40) = 0,4*ag*s*\gamma*h - 0,08*ag*s*\gamma \quad (1)$$

dove:

s e' lo spessore del setto

γ il peso specifico della muratura

ag l'accelerazione sismica/g

h l'altezza del setto gravante sulla pietra di base

Nel caso di solido omogeneo invece, secondo la trattazione approssimata, si ha:

$$T = \gamma*s*h*L*ag$$

$$\tau = T/s * S_x/I_x = T*6*\alpha(1-\alpha)/(s*L)$$

$$S(40) = \tau*s*0,4 = 2,4*\alpha(1-\alpha)*s*\gamma*ag*h \quad (2)$$

dove:

α rappresenta l'aliquota della lunghezza totale L del setto in corrispondenza della quale si calcola lo scorrimento.

Eguagliando l'espressione (1) alla (2) e portando quest'ultima a primo membro, si ottiene un'equazione di 2° grado in α . L'espressione ottenuta a primo membro e' l'equazione di una parabola con derivata seconda positiva e concavità verso l'alto, per cui, per valori di α compresi tra i due punti di nullo, ha valori negativi. Poiché l'espressione ricavata

rappresenta la differenza tra taglio dovuto al peso e taglio secondo la teoria della trave, tra i punti di nullo si ha la zona in cui la teoria della trave da' valori maggiori di quelli effettivamente disponibili, per cui in tale zona essa cade in difetto. Semplificando l'equazione ottenuta si vede che i punti di nullo dipendono solo dall'altezza del setto e sono quindi indipendenti dalla lunghezza, spessore e peso specifico del setto e dall'accelerazione sismica.

Con un foglio di calcolo, al variare dell'altezza, si ottengono valori di α delle radici quasi uguali pari circa a 0,2 e 0,8, come dalla tabella 1:

Tabella 1. Valori delle radici al variare dell'altezza del setto

h(m)	α_1 (%)	α_2 (%)
3	0.807	0.193
4	0.803	0.197
5	0.800	0.200
6	0.798	0.202
7	0.797	0.203
8	0.796	0.204
9	0.795	0.205
10	0.794	0.206
11	0.794	0.206
12	0.793	0.207
13	0.793	0.207
14	0.793	0.207
15	0.792	0.208
20	0.792	0.208

Anche tenendo conto di un carico uniforme applicato in testa al setto, che potrebbe rappresentare il carico di un solaio poggiante su di esso, ed esprimendolo come percentuale del

Tabella 2. Valori delle radici α_1 ed α_2 per valori del carico Δq percentuale applicato in testa al setto di 80 e 10

Δq (%)	h (m)	α_1 (%)	α_2 (%)	Δq (%)	h (m)	α_1 (%)	α_2 (%)
80	3	0.80	0.20	10	3	0.81	0.19
	4	0.80	0.20		4	0.80	0.20
	5	0.80	0.20		5	0.80	0.20
	6	0.79	0.21		6	0.80	0.20
	7	0.79	0.21		7	0.80	0.20
	8	0.79	0.21		8	0.80	0.20
	9	0.79	0.21		9	0.79	0.21
	10	0.79	0.21		10	0.79	0.21
	11	0.79	0.21		11	0.79	0.21
	12	0.79	0.21		12	0.79	0.21
	13	0.79	0.21		13	0.79	0.21
	14	0.79	0.21		14	0.79	0.21
	15	0.79	0.21		15	0.79	0.21
	20	0.79	0.21		20	0.79	0.21

peso del setto stesso, si vede come al variare del carico percentuale si ottengono valori costanti di α_1 ed α_2 e pari a circa 0,2 e 0,8, come dalla tabella 2.

Al variare dell'altezza delle pietre e quindi della lunghezza su cui si calcola lo scorrimento, i valori α_1 ed α_2 rimangono pressoché costanti.

Quindi in generale si può dire che la teoria della trave non è applicabile nella zona centrale del setto, di ampiezza pari al 60% della sua lunghezza, poiché lo sforzo di scorrimento cui da' luogo sarebbe maggiore di quello che si ha grazie alle pietre di collegamento di due filari contigui. In definitiva quindi un setto murario non si comporta come un solido omogeneo cui può applicarsi la teoria della trave e quindi lo schema statico possibile è quello di filari affiancati collegati a taglio dai conci posti a cavallo degli stessi.

Oltre a quanto precedentemente indicato, si può dire che lo schema che può effettivamente verificarsi è quello in figura 5, con filari aventi

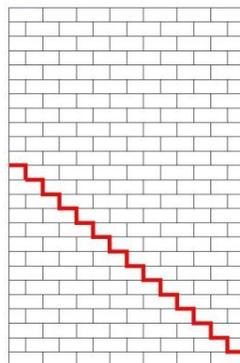


Figura 5. Schema di calcolo a filari verticali di altezza variabile al di sopra della linea rossa

altezze variabili, poiché, al di sotto della linea rossa, le forze inclinate dovute alle azioni sismiche ed al peso proprio possono essere trasmessi alla fondazione per semplice compressione della muratura per cui il comportamento a pressoflessione e taglio è limitato alla parte superiore. Inoltre è evidente che, essendo nulla la resistenza a trazione, il ribaltamento della parte superiore come corpo monolitico è il limite superiore di resistenza a "pressoflessione" che il muro può avere, contrariamente a quanto indicato dalle NTC 2018 che tengono conto del peso dell'intero muro.

2.2 Schema di calcolo per le fasce murarie tra le aperture

Un altro problema che sorge volendo applicare la teoria della trave alle murature è quello relativo al comportamento delle fasce di muratura tra due aperture, chiamate dalla normativa "travi in muratura". In tal caso non

risulta facile dimostrare che tali “travi” non possano avere in generale un comportamento alla De Saint Venant. Tuttavia già le NTC 2008 sostanzialmente consentivano un calcolo a telaio senza tener conto di tali elementi, probabilmente per le incertezze legate al loro effettivo comportamento. Inoltre spesso accade che facendo tale calcolo si ha il risultato che le travi raggiungono la rottura molto prima dei setti, per cui si arriva in ogni caso allo schema di setti isolati.

D'altronde probabilmente su questo punto la normativa ha approfondito poco il problema visto che già nel 1987 il prof. A. Raithel, dell'Università di Napoli, proponendo un nuovo metodo di calcolo a telaio delle murature, in sostituzione del metodo POR, aveva puntualizzato che le travi in muratura si potevano considerare tali solo se si fossero disposte due catene, per l'intera lunghezza del muro, una nella parte inferiore ed una nella parte superiore delle stesse.

Ritornando all'approccio del prof. A. Giuffrè, che prescinde dall'idea di poter applicare la teoria della trave ad edifici in muratura, si può considerare uno schema alternativo per le “travi in muratura” in base al quale, in presenza di una piattabanda rigida e resistente, queste sostanzialmente riescono ad offrire un collegamento a taglio tra i setti contigui, sempre grazie al fatto, come per i filari verticali di conci, che il setto a valle tende a sollevarsi di più di quello a monte (vedi figura 6).

La piattabanda può opporsi a tale spostamento, assieme alla porzione di muratura soprastante, trasmettendo una forza verticale F_1 , diretta verso

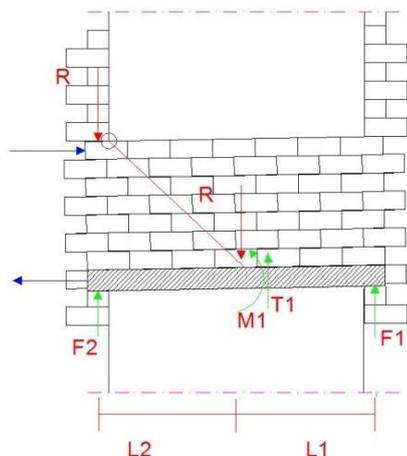


Figura 6. Schema di calcolo della fascia tra le aperture

il basso, al setto a valle, e come si vedrà, un momento stabilizzante al setto a monte, come indicato in figura 6. Tale sforzo deriva dal fatto che il carico verticale R , agente all'interfaccia tra “trave” e filare verticale del setto a monte, può trasmettersi alla piattabanda e quindi in parte al

setto a valle, per effetto delle suddette differenze di spostamento tra i setti, che fanno sì che una porzione della “trave in muratura” sia sollecitata a compressione (nella teoria della trave si direbbe che tale compressione nasce per effetto delle deformazioni a taglio). Tale compressione viene contrastata dalla forza R suddetta. In genere tale sforzo è significativo poiché, per effetto del meccanismo di taglio tra filari, l'ultimo filare del setto a monte è soggetto a carichi di compressione maggiori rispetto agli altri (sarebbe la zona sollecitata maggiormente a compressione anche in uno schema a trave).

Si nota che la zona della fascia che può risultare compressa dipende dall'inclinazione massima con cui la muratura può trasmettere taglio, data dal rapporto tra la metà della lunghezza di una pietra e la sua altezza. Oltre tale inclinazione, le due porzioni di fascia muraria, da essa stessa individuate, possono avere spostamenti verticali diversi, dovuti alla deformazione a taglio, senza che possa nascere alcuna azione tra le due. In particolare la zona superiore seguirà la deformazione del setto a valle. Dalla considerazione appena fatta risulta che, in generale, per avere il comportamento a “trave in muratura”, di cui parla la normativa, ci vorrebbero, oltre alle due catene indicate dal prof. A. Raithel, anche delle staffe proprio come accade per le travi in c.a.. Senza tali staffe, come può evincersi dalla figura 6, può succedere che la “trave” non riesca nemmeno ad arrivare al setto a valle e quindi lo schema a telaio con incastri elastici alle estremità non è possibile. In definitiva per i motivi sopra detti, la forza R potrà trasmettersi al massimo nel punto indicato in figura 6, a distanza L_2 dal setto a monte. Se si considera la fascia incastrata nel setto a monte, secondo lo schema in figura 6, dall'equilibrio alla rotazione della fascia più la piattabanda, si ottiene che la forza $F_1 = R \cdot L_2 / L$ fa nascere un momento d'incastro M pari a $R \cdot L_2$, stabilizzante per il setto a monte. In base a tale schema si ha che la forza F_1 ed M sono tanto più grandi quanto più è alta la fascia e quanto maggiore è il rapporto tra lunghezza e altezza delle pietre. Il momento M d'incastro, in prima approssimazione, si può considerare equilibrato dal setto a monte da una forza di compressione nella parte alta della fascia ed una di trazione all'appoggio della piattabanda. Tale trazione può essere contrastata dalla resistenza allo scorrimento, anche per il fatto che il filare a monte corrispondente, come detto, ha una notevole sollecitazione di compressione. In caso contrario la forza F_1 dovrebbe ridursi ad un valore compatibile con la resistenza disponibile.

In conclusione quindi si sono definiti due nuovi schemi di calcolo per i setti e per le fasce murarie tra le aperture.

2.2 Verifica dell'affidabilità del nuovo schema di calcolo per la verifica nel piano di setti murari

Per controllare, almeno in via preliminare, la validità di tali schemi si sono svolte le analisi di alcuni casi semplici di muri, con e senza aperture, per i quali si hanno i risultati reali ottenuti con una sperimentazione, condotta su modelli in scala 1:10, effettuata, come tesi di dottorato, dal prof. V. Ceradini con relatore il prof. A. Giuffrè. In tale sperimentazione i muri sono costituiti da soli conci di travertino di dimensioni 8x4x1,75 cm, disposti sia come ortostati che come diatoni, per valutare l'influenza della lunghezza dei conci sulla resistenza, senza l'interposizione di malta, mentre l'azione orizzontale sismica è stata simulata inclinando un elemento rigido su cui è stato disposto il muro.

Le verifiche sono state condotte, in primo luogo, conducendo un'analisi statica non lineare con un foglio Excel, considerando una distribuzione di forze proporzionali alla massa, così come nella sperimentazione. Per fare un tale tipo di analisi si sono fatte delle ipotesi semplificative imponendo la congruenza degli spostamenti dei filari solo in sommità ed ipotizzando che le azioni orizzontali che i filari stessi si scambiano lungo l'altezza, per ottenere la verifica di congruenza, sono equivalenti ad un carico distribuito costante. In tal maniera con n filari verticali si hanno n incognite date dall'aliquota di forza orizzontale relativa a ciascun filare, n-1 condizioni di congruenza, per l'eguaglianza degli spostamenti in sommità, ed una equazione di equilibrio, per cui la somma delle aliquote suddette deve eguagliare la forza orizzontale totale. La soluzione, non essendo ricavabile in forma chiusa, poiché per la parzializzazione della sezione alla base di ciascun filare, al variare della sollecitazione varia la rigidezza e viceversa, è stata trovata per tentativi, assegnando le aliquote di azione orizzontale di ciascun filare fino a quando si otteneva la verifica delle condizioni di congruenza ed equilibrio. Si è inoltre tenuto conto della possibile rottura per scorrimento alla base di ciascun filare, applicando in tal caso la forza non equilibrata dall'attrito al filare adiacente.

In tal modo si è ricavata una curva pushover tipo, simile a quella riportata in figura 7, in cui come valore di rottura si è considerato quello

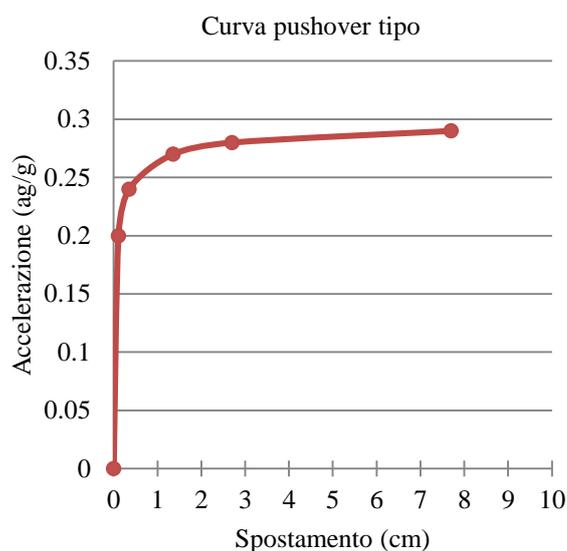


Figura 7. Curva pushover tipo ottenuta con l'analisi statica non lineare

corrispondente alla fine del tratto curvo. Oltre tale valore, a piccoli incrementi di ag corrispondono incrementi notevoli degli spostamenti. Nel caso di un muro senza aperture si è tenuto conto dell'effetto P-Δ e si è visto che l'apparente duttilità risultante dal tratto orizzontale era, in effetti, quasi nulla perché anche per piccoli incrementi di carico non erano più soddisfatte le condizioni di equilibrio.

I modelli considerati sono indicati nella tabella 3 in cui, per ognuno di essi, è riportato il valore di ag di rottura ottenuto con la sperimentazione, quello relativo all'analisi effettuata e l'errore percentuale di quest'ultima.

Tabella 3. Confronto tra i valori sperimentali di ag/g di collasso e quelli calcolati con l'analisi statica non lineare

Dimensioni del muro e lunghezza delle pietre, setti e aperture (m)	Risultati Ceradini (ag/g)	Risultati analisi (ag/g)	Errore (%)
1) Muro 4x8,2x0,8 pietra di 0,4 m	0.288	0.285	-1.04
2) Muro 4x8,2x0,4 pietra di 0,8	0.377	0.345	-8.49
3) muro 8x9,6x0,8 pietra di 0,4	0.287	0.304	5.92
4) muro 8x9,6x0,8 pietre di 0,4 - 2 apert. al centro e 2 setti di 3,4	0.258	0.235	-8.91
5) muro 8x9,6x0,8 pietra 0,4 - 2 aperture e setti di 5,2 e 1,6	0.222	0.229	3.15
6) muro 4x8,4x0,8 pietre di 0,4- 2 apert. al centro e 2 setti di 1,2	0.153	0.148	-3.27

Poi e' stato fatto lo stesso confronto, riportato nella tabella 4, rispetto ai valori ottenibili applicando le NTC 2018 (si e' considerata la resistenza a pressoflessione poiché nei casi sperimentali la rottura e' avvenuta sempre per ribaltamento del setto e nel caso di muri con aperture si e' considerato il valore ricavabile nell'ipotesi di assenza delle fasce murarie).

Tabella 4. Confronto tra i valori sperimentali di ag/g di collasso e quelli calcolati con le NTC 2018

Dimensioni muro, lunghezza pietre, setti e aperture (m)	Risultati Ceradini (ag/g)	Risultati NTC (ag/g)	Errore (%)
1) Muro 4x8,2x0,8 pietra di 0,4	0.288	0.469	63
2) Muro 4x8,2x0,4 pietra di 0,8	0.377	0.468	24
3) muro 8x9,6x0,8 pietra di 0,4	0.287	0.794	177
4) muro 8x9,6x0,8 pietre di 0,4- 2 apert. al centro e 2 setti di 3,4	0.258	0.338	31
5) muro 8x9,6x0,8 pietra 0,4 - 2 aperture e setti di 5,2 e 1,6	0.222	0.159	-28
6) muro 4x8,4x0,8 pietre di 0,4- 2 apert. al centro e 2 setti di 1,2	0.153	0.137	-10

Infine si sono calcolati i valori limite di ag/g relativi al caso di un solido monolitico ed al singolo filare, nell'ipotesi di filari non collegati,

Tabella 5. Valori di collasso di ag/g nei due casi limite che si possono avere per un setto

Dimensioni muro, lunghezza pietre, setti e aperture (m)	Risultati muro monolitico (ag/g)	Risultati singolo filare (ag/g)
1) Muro 4x8,2x0,8 pietra di 0,4	0.488	0.049
2) Muro 4x8,2x0,4 m pietra di 0,8	0.488	0.098
3) muro 8x9,6x0,8 pietra di 0,4	0.83	0.042
4) muro 8x9,6x0,8 pietre di 0,4- 2 apert. al centro e 2 setti di 3,4	0.354	0.042
5) muro 8x9,6x0,8 pietra 0,4 - 2 aperture e setti di 5,2 e 1,6	0.167	0.042
6) muro 4x8,4x0,8 pietre di 0,4- 2 apert. al centro e 2 setti di 1,2	0.143	0.048

riportati in tabella 5. Nel caso di muri con due setti, il valore di collasso per i setti monolitici e' stato ricavato per quello di minore lunghezza.

Confrontando i valori della tabella 5 con i valori sperimentali può vedersi come, nel caso di singoli setti, i valori sperimentali sono compresi tra i due casi limite mentre nel caso di due setti affiancati può aversi un valore maggiore del setto monolitico più corto per l'effetto stabilizzante della piattabanda. Facendo lo stesso confronto con i valori relativi alle NTC 2018 si vede come questi siano quasi coincidenti con quelli relativi all'intero setto.

Confrontando poi gli errori percentuali ottenuti con l'analisi effettuata con quelli relativi alle NTC 2018 può vedersi che gli errori ottenuti con l'analisi pushover sono inferiori al 10% mentre quelli relativi alle NTC 2018 sono molto più alti e per i setti singoli aumentano, a parità di lunghezza delle pietre, all'aumentare del rapporto tra lunghezza ed altezza del setto.

Si e' poi provato a fare un'analisi cinematica lineare per i casi suddetti più altri tre, considerando lo schema dei singoli filari con cerniera alla base e collegati in sommità da pendoli.

Tabella 6. Confronto tra i valori sperimentali di ag/g di collasso e quelli calcolati con l'analisi cinematica

Dimensioni muro, lunghezza pietre, setti e aperture (m)	Risultati Ceradini (ag/g)	Risultati analisi (ag/g)	Errore %
1) Muro 4x8.2x0,8 pietra 0,4	0.288	0.251	-13
2) Muro 4x8.2x0,4 pietra 0,8	0.377	0.297	-21
3) muro 8x9.6x0,8 pietra 0,4	0.287	0.326	14
4) muro 8x9,6x0,8 pietre di 0,4- 2 apert. al centro e 2 setti di 3,4	0.258	0.254	-2
5) muro 8x9,6x0,8 pietra 0,4 - 2 aperture e setti di 5,2 e 1,6	0.222	0.210	-5
6) muro 4x8,4x0,8 pietre di 0,4- 2 apert. al centro e 2 setti di 1,2	0.153	0.160	5
7) muro 4.0x8.4x0,8 pietra 0,4	0.268	0.244	-9
8) Muro 4x6.12x0,8 pietra 0,4	0.308	0.310	1
9) Muro 4x4,75x0,8 m pietra 0,4	0.321	0.350	9

I risultati relativi sono riportati in tabella 6. Pur essendo un'analisi semplificata, che non tiene conto della ripartizione tra i filari dell'azione sismica, i risultati ottenuti sono simili, con errori non superiori al 10-15%, tranne un solo caso in cui si ha un errore del 21 %. In definitiva, nonostante l'esiguità dei casi sperimentali e le ipotesi semplificative di cui si è detto, può dirsi che il modello di calcolo considerato da' risultati abbastanza approssimati al comportamento reale.

3 CONCLUSIONI

Dal terremoto del Friuli degli anni '70 fino all'uscita delle norme NTC 2008, per il calcolo della resistenza sismica nel piano degli edifici in muratura, si sono considerati gli stessi metodi utilizzati per le strutture in c.a. ed acciaio. Con le NTC 2008, anche se il metodo standard rimane quello a telaio, in base agli studi condotti dal prof. A. Giuffrè, per alcuni casi, si è introdotta la possibilità di utilizzare l'analisi cinematica, che trova il suo fondamento nella teoria dell'analisi limite. Con tale tipo di analisi bisogna scegliere le porzioni murarie che vanno a costituire il cinematismo di collasso, il che in generale porta ad escludere un comportamento monolitico dei setti murari ed anche a considerare che i meccanismi possano interessare porzioni murarie aventi altezza maggiore di quella di un solo piano, come del resto confermato sia da esperienze di laboratorio che dall'osservazione degli edifici danneggiati da un terremoto. In base a ciò risulta chiaro che la teoria della trave e lo schema a telaio non sono più adatti alla descrizione del comportamento sismico di un edificio in muratura. Il problema che nasce è allora quello di stabilire quali sono le porzioni murarie che formano il cinematismo. Nel presente studio, partendo dai due schemi limite che possono verificarsi in un setto, si è arrivati, con semplici considerazioni, al concetto base per cui il comportamento a flessione e taglio di una muratura dipende essenzialmente dalla lunghezza dei conci che connettono a taglio i filari verticali e dalla lunghezza dei conci di quest'ultimi.

In base a ciò è stato possibile dimostrare sia qualitativamente che quantitativamente che la teoria della trave non è più valida nel caso di setti in muratura. Si è quindi proposto un nuovo modello di calcolo, basato su quanto detto, che porta a risultati abbastanza approssimati ad alcuni dati sperimentali, nonostante le ipotesi semplificative fatte per rendere più agevoli i calcoli. Inoltre con tale metodo non è necessario

trovare per tentativi il cinematismo cui corrisponde il minimo valore di ag , poiché quest'ultimo può essere ricavato da equazioni di equilibrio e congruenza considerando l'intera struttura. Ulteriori ricerche potranno sia mettere a punto metodi di calcolo più sofisticati, sia ricavare per le murature irregolari che si trovano negli edifici storici, i valori efficaci della lunghezza media dei conci e della distanza media tra i giunti verticali, visto che il modello considera conci di uguali dimensioni. Infine anche se nel presente studio non si è considerata la presenza di cordoli di piano, con ulteriori ricerche, si potrebbe applicare il metodo proposto anche nel caso di edifici con cordoli, visti i dubbi relativi allo schema a telaio.

BIBLIOGRAFIA

- Giuffrè, A. et al., 1988. Centri storici in zona sismica. Analisi tipologica della danneggiabilità e tecniche di intervento conservativo, Castelvetero sul Calore, Roma.
- Giuffrè, A., 1993. Sicurezza e conservazione dei centri storici in area sismica. Il caso Ortigia, Laterza.
- Giuffrè, A., 1997. Il codice di pratica per la sicurezza e conservazione dei Sassi di Matera, Matera.
- Ceradini, V., 1992. Modellazione e sperimentazione per lo studio della struttura muraria storica, Tesi di dottorato, Roma.
- Heyman, J., 1995. The stone skeleton, Cambridge University Press.