

 CORSO DI AGGIORNAMENTO SULLE NTC 2018  
Prato, 11 giugno 2018

## Edifici (esistenti) in muratura

Luca Salvatori  
*luca.salvatori@unifi.it*

 UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DICEA**  
DIPARTIMENTO  
DI INGEGNERIA CIVILE  
E AMBIENTALE

### Indice NTC 2018

§4.5	Azioni non sismiche
§7.8	Azioni sismiche
Capitolo 8	Edifici esistenti
§11.10	Materiali

# Materiale Muratura

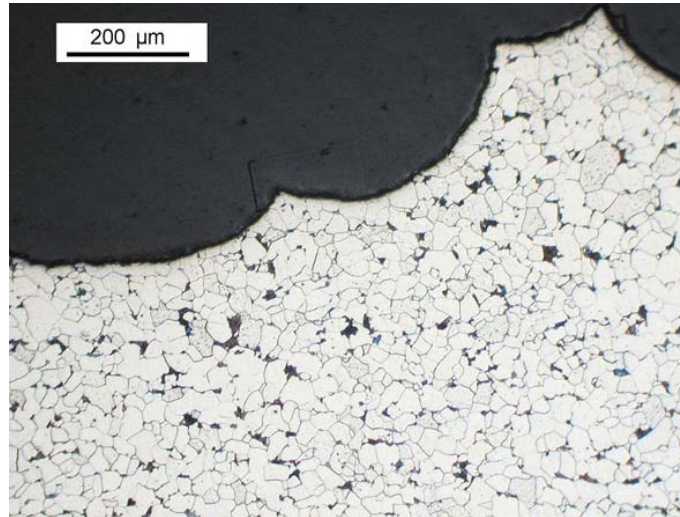




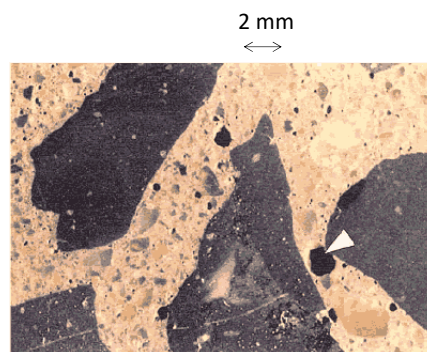
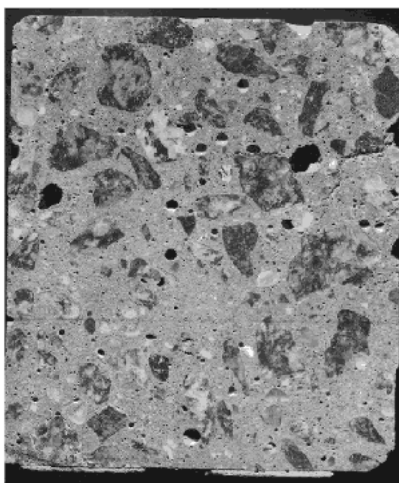
## Il “materiale” muratura

- **Materiale complesso** (è di per sé una struttura)
- **Non omogeneo**
- **Non isotropo**
- **Non isoresistente**
- **Non lineare**
- **Affetto da grandi incertezze:**
  - Sul modello
  - Sui parametri meccanici
  - Sui dettagli strutturali

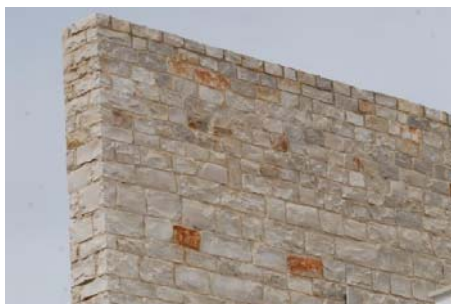
Microstruttura Acciaio



Microstruttura cls

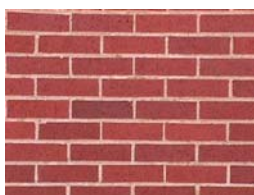


## Microstruttura muratura



## Il comportamento dipende dalla tessitura muraria

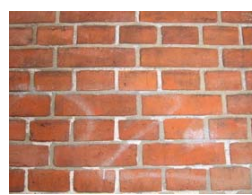
running bond



Spanish bond



English bond



Gothic bond



herringbone bond



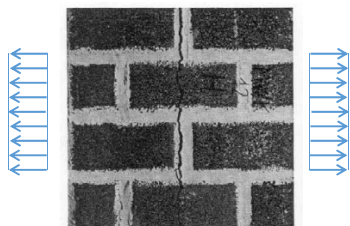
Flemish bond



### Anisotropia e anisoresistenza

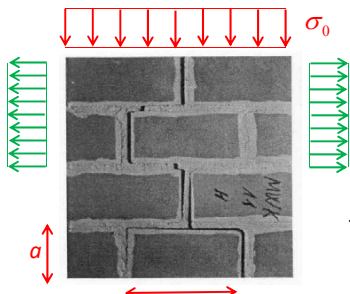
Angolo	0°	45°	90°
Trazione monoassiale			
Compressione monoassiale			

### Esempio: resistenza a trazione orizzontale



Crisi per rottura a trazione dei blocchi

$$f_t^{\text{rottura blocchi}} = \frac{f_t^b}{2}$$

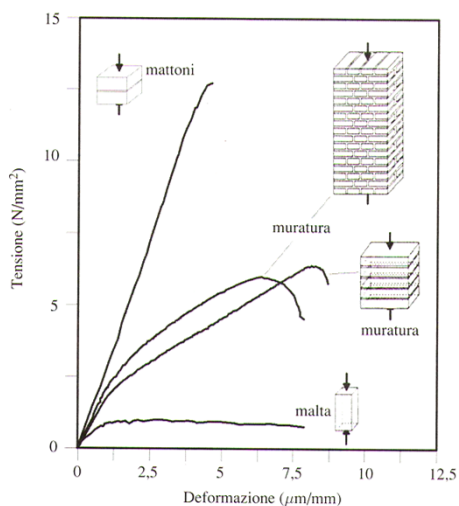


Crisi per scorrimento lungo i letti di malta

$$f_t^{\text{rottura blocchi}} = \frac{b/2(f_{v0} + \mu\sigma_0)}{a}$$

Backes 1985

## Resistenza a compressione di muratura, blocchi e malta

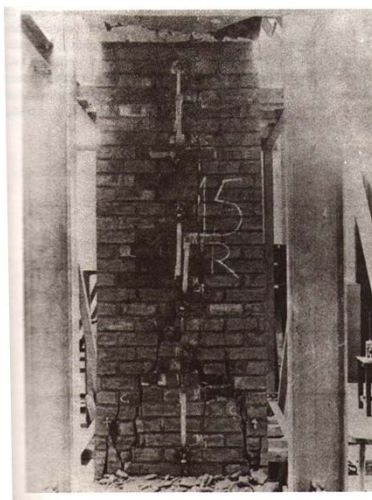


Sperimentalmente si osserva che la resistenza a compressione della muratura è inferiore a quella dei blocchi ma superiore a quella della malta.

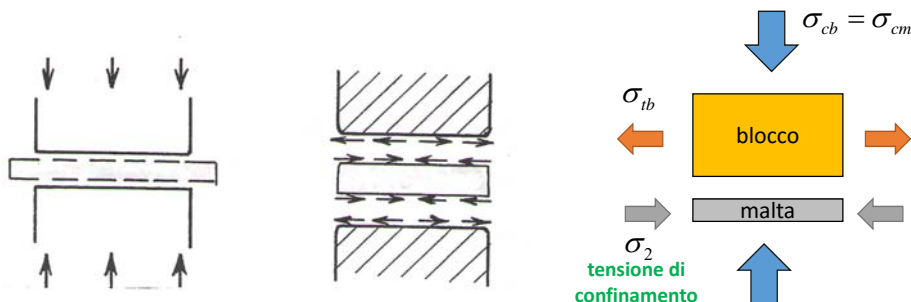
Inoltre il comportamento della **malta è duttile** mentre quello dei **blocchi è fragile**.

È dunque chiaro che **l'interazione fra i due materiali è fondamentale**.

## Quadro fessurativo nella rottura per schiacciamento sotto carichi verticali

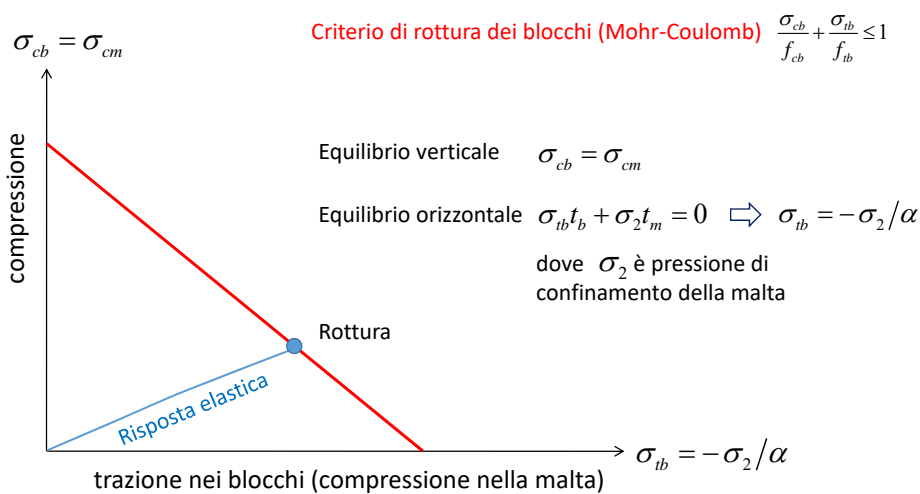


## Tensioni orizzontali dovute ai carichi verticali



- 1) Poiché la malta ha una deformabilità maggiore di quella dei blocchi, se fosse libera di scorrere su questi tenderebbe ad avere deformazioni orizzontali maggiori per effetto del minore modulo elastico e del diverso coefficiente di Poisson.
- 2) Tali deformazioni sono impedito dall'attrito fra malta e blocchi che si manifesta con tensioni tangenziali che ripristinano la congruenza fra i due materiali.
- 3) Tali tensioni tangenziali risultano in **tensioni orizzontali di compressione sulla malta** e di **trazione sui blocchi**.

## Risposta elastica e rottura dei blocchi





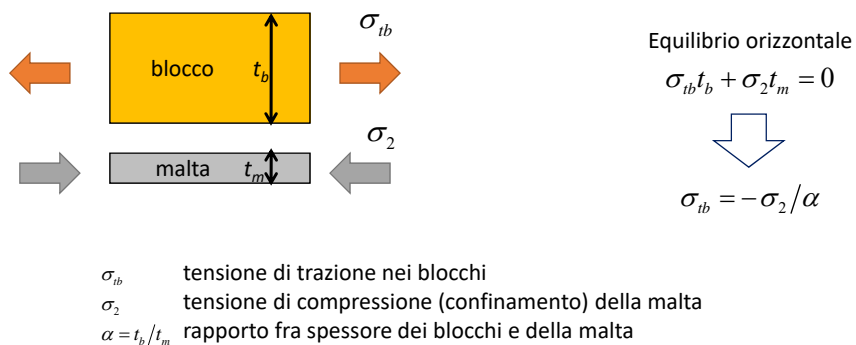
## Teoria basata sull'analisi elastica (Haller, 1959)

Imponendo congruenza ed equilibrio fra blocchi e malta e considerando un dominio di rottura alla Coulomb per il mattone si ottiene la seguente relazione fra resistenza della muratura e resistenza dei blocchi

$$f_c = f_{cb} \frac{1}{1 + \frac{\Phi(\beta v_m - v_b)}{\alpha \beta (1 - v_m)}}$$

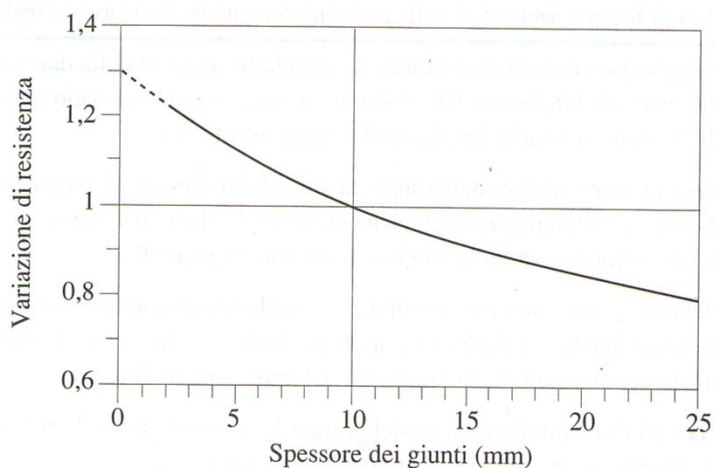
$f_{cb}$	resistenza a compressione dei blocchi
$v_m$	coefficiente di Poisson dei blocchi
$v_b$	coefficiente di Poisson della malta
$\Phi = f_{cb}/f_{tb}$	rapporto fra resistenza a compressione e a trazione dei blocchi
$\alpha = t_b/t_m$	rapporto fra spessore dei blocchi e della malta
$\beta = E_b/E_m$	rapporto fra modulo elastico dei blocchi e della malta

**La resistenza a compressione aumenta con lo spessore relativo dei blocchi rispetto ai giunti  $\alpha$**



**Più spessi sono i giunti rispetto ai blocchi (minore è  $\alpha$ ) e maggiore è la tensione trasversale che nasce nei blocchi**

## Diminuzione della resistenza a compressione all'aumentare dello spessore dei giunti



## Non troppo sottili! (4.5.2.3)

**L'uso di giunti di malta sottili (spessore compreso tra 0.5 mm e 3 mm) e/o di giunti verticali a secco va limitato ad edifici con numero di piani fuori terra non superiore a quanto specificato al §7.8.1.2 ed altezza interpiano massima di 3.5 m.**

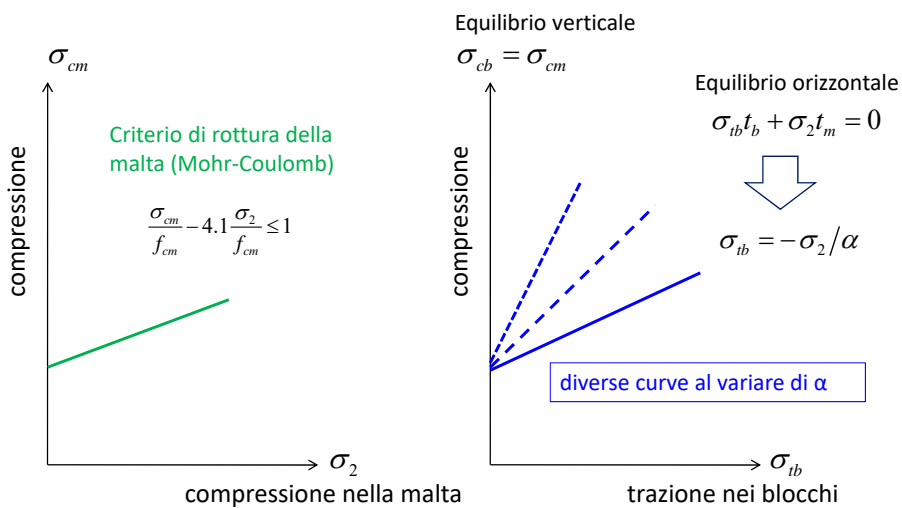
### 7.8.1.2

L'uso di giunti sottili (spessore compreso tra 0.5 mm e 3 mm) è consentito esclusivamente per edifici caratterizzati allo SLV, da  $a_g S \leq 0,15 g$ , con le seguenti limitazioni:

- altezza massima, misurata in asse allo spessore della muratura: 10,5 m se  $a_g S \leq 0,075 g$ ; 7 m se  $0,075 g < a_g S \leq 0,15 g$ ;
- numero dei piani in muratura da quota campagna:  $\leq 3$  per  $a_g S \leq 0,075 g$ ;  $\leq 2$  per  $0,075 g < a_g S \leq 0,15 g$ .

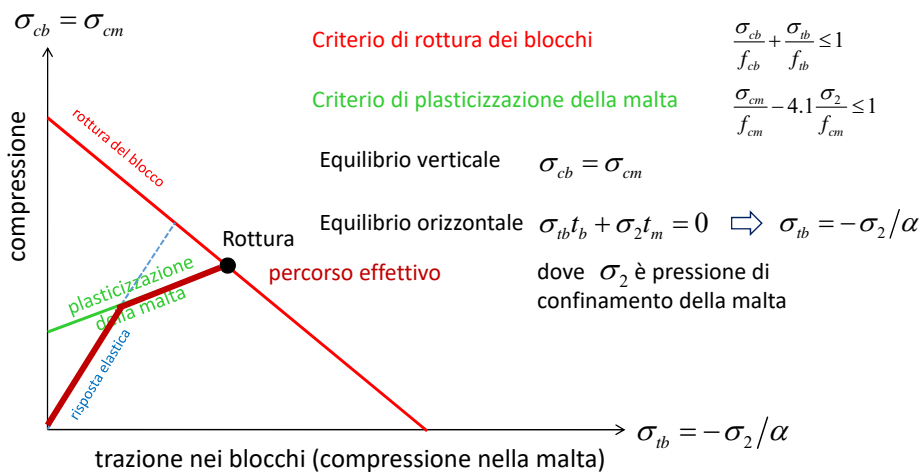
L'uso di giunti verticali non riempiti è consentito esclusivamente per edifici caratterizzati, allo SLV, da  $a_g S \leq 0,075 g$ , costituiti da un numero di piani in muratura da quota campagna non maggiore di due e altezza massima, misurata in asse allo spessore della muratura di 7 m.

### Criterio di plasticizzazione della malta

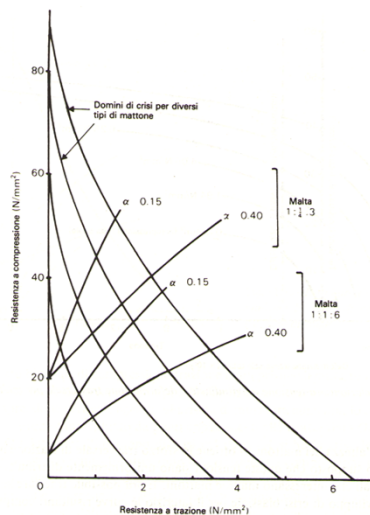


### Teorie basate sulle resistenze pluriassiali di mattoni e malta (Hilsdorf, 1969)

La teoria di Haller non tiene conto della rottura della malta



## Resistenza a compressione in funzione dei domini pluriassiali di blocchi e malta



## Malte per muratura (11.10.2)

Per garantire durabilità è necessario che i componenti la miscela non contengano sostanze organiche o grassi o torose o argillose. Le calci aeree e le pozzolane devono possedere le caratteristiche tecniche ed i requisiti previsti dalle vigenti norme

Le prestazioni meccaniche di una malta sono definite mediante la sua resistenza media a compressione  $f_m$ . La categoria di una malta è definita da una sigla costituita dalla lettera M seguita da un numero che indica la resistenza  $f_m$  espressa in  $N/mm^2$  secondo la Tabella 11.10.III. Per l'impiego in muratura portante non è ammesso l'impiego di malte con resistenza  $f_m < 2,5 N/mm^2$ .

(5.0 MPa in zona sismica)

Tabella 11.10.III - Classi di malte a prestazione garantita

Classe	M 2,5	M 5	M 10	M 15	M 20	M d
Resistenza a compressione $N/mm^2$	2,5	5	10	15	20	d

d è una resistenza a compressione maggiore di  $25 N/mm^2$  dichiarata dal produttore

Le modalità per la determinazione della resistenza a compressione delle malte sono riportate nella norma UNI EN 1015-11: 2007.

**NUOVA DENOMINAZIONE DELLE MALTE RISPETTO AL DM'87  
INVARIATO RISPETTO AD NTC 2008**

## Malte a composizione prescritta (11.10.2.2)

Tabella 11.10.IV - Classi di malte a composizione prescritta

Classe	Tipo di malta	Composizione				
		Cemento	Calce aerea	Calce idraulica	Sabbia	Pozzolana
M 2,5	Idraulica	--	--	1	3	--
M 2,5	Pozzolonica	--	1	--	--	3
M 2,5	Bastarda	1	--	2	9	--
M 5	Bastarda	1	--	1	5	--
M 8	Cementizia	2	--	1	8	--
M 12	Cementizia	1	--	--	3	--

## Prove di accettazione (11.10.1.1)

Il controllo di accettazione in cantiere ha lo scopo di accertare se gli elementi da mettere in opera abbiano le caratteristiche dichiarate dal fabbricante.

Nel caso in cui il fabbricante abbia dichiarato la resistenza media, il controllo sarà effettuato su almeno un campione per ogni 350 m<sup>3</sup> di fornitura per elementi di Categoria II, e per ogni 650 m<sup>3</sup> per elementi di Categoria I. Ogni campione sarà costituito da  $n$  elementi ( $n \geq 6$ ) da sottoporre a prova di compressione. Per ogni campione siano  $f_1, f_2, \dots, f_n$  le resistenze a compressione degli elementi con  $f_1 < f_2 < \dots < f_n$ ; il controllo sul campione si considera positivo se risultino verificate entrambe le disuguaglianze:

$$(f_1 + f_2 + \dots + f_n)/n \geq f_{bm} \quad [11.10.1]$$

$$f_1 \geq 0,80 f_{bm} \quad [11.10.2]$$

dove  $f_{bm}$  è la resistenza media a compressione dichiarata dal fabbricante.

Nel caso in cui il fabbricante non abbia dichiarato la resistenza media ma abbia dichiarato la sola resistenza caratteristica, il controllo di accettazione in cantiere sarà effettuato su almeno un campione per ogni 350 m<sup>3</sup> di fornitura per elementi di Categoria II, innalzabili a 650 m<sup>3</sup> per elementi di Categoria I. Per ogni campione, siano  $f_1, f_2, \dots, f_n$  la resistenza a compressione dei sei elementi con  $f_1 < f_2 < \dots < f_n$ , il controllo si considera effettuato con esito positivo se risulta verificata la seguente disuguaglianza:  $f_2 \geq f_{sk}$ , dove  $f_{sk}$  è la resistenza caratteristica a compressione dichiarata dal fabbricante. ?!

NTC 2008 richiedeva almeno 3 elementi con

$$(f_1 + f_2 + f_3)/3 \geq 1,20 f_{sk}$$

$$f_1 \geq 0,90 f_{sk}$$

## Resistenza a compressione (11.10.3.1)

1. Determinazione sperimentale => UNI EN 1052-1:2001
2. Stima dalle proprietà dei costituenti

### Resistenza a compressione in funzione della resistenza dei blocchi e della malta

Tab. 11.10.VI - Valori di  $f_k$  per murature in elementi artificiali pieni e semipieni (valori in N/mm<sup>2</sup>)

Resistenza caratteristica a compressione $f_{bk}$ dell'elemento N/mm <sup>2</sup>	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	-

INVARIATO RISPETTO AL DM'87

## Elementi naturali

Tab. 11.10.VII - Valori di  $f_k$  per murature in elementi naturali di pietra squadrata (valori in N/mm<sup>2</sup>)

Resistenza caratteristica a compressione $f_{bk}$ dell'elemento	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,0	1,0	1,0	1,0
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
≥ 40,0	14,3	12,0	10,4	-

Nel caso di murature costituite da elementi naturali si assume convenzionalmente la resistenza caratteristica a compressione dell'elemento  $f_{bk}$  pari a:

$$f_{bk} = 0.75 f_{bm}$$

INVARIATO RISPETTO AL DM'87

## Stima della resistenza a taglio (coesione)

Tab. 11.10.VIII - Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali  $f_{vk0}$  (valori in N/mm<sup>2</sup>)

Elementi per muratura	$f_{vk0}$ (N/mm <sup>2</sup> )		
	Malta ordinaria di classe di resistenza data	Malta per strati sottili (giunto orizzontale $\geq 0,5$ mm e $\leq 3$ mm)	Malta alleggerita
Laterizio	M10 - M20	0,30	0,30*
	M2,5 - M9	0,20	
	M1 - M2	0,10	
Silicato di calcio	M10 - M20	0,20	0,20*
	M2,5 - M9	0,15	
	M1 - M2	0,10	
Calcestruzzo vibrocompresso Calcestruzzo areato autoclavato Pietra artificiale e pietra naturale a massello	M10 - M20	0,20	0,20*
	M2,5 - M9	0,15	
	M1 - M2	0,10	

\* valore valido per malte di classe M10 o superiore e resistenza dei blocchi  $f_b \geq 5,0$  N/mm<sup>2</sup>

\*\* valore valido per malte di classe M5 o superiore e resistenza dei blocchi  $f_b \geq 3,0$  N/mm<sup>2</sup>

Rispetto NTC 2008:

- separa il silicato di calcio dal cls
- rimuove dipendenza da fbk
- valore minimo 0.15 contro 0.10 MPa

## Resistenza a taglio (11.10.3.3)

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_n$$

$$f_{vk} \leq f_{vk,lim}$$

$$f_{vk,lim} = 0,065 f_b$$

$$f_{vk,lim} = 0,10 f_b \quad \text{blocchi in calcestruzzo autoclavato}$$

$$f_{vk,lim} = 0,045 f_b \quad \text{giunti verticali non riempiti}$$

NTC 2008:

$$f_{vk} \leq f_{vk,lim} = 1,4 \bar{f}_{bk}$$

$\bar{f}_{bk}$  valore caratteristico della resistenza degli elementi in direzione orizzontale

## Resistenze di progetto (4.5.6.1)

Le resistenze di progetto da impiegare, rispettivamente, per le verifiche a compressione, pressoflessione e a carichi concentrati ( $f_{cd}$ ), e a taglio ( $f_{vd}$ ) valgono:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_M \quad [4.5.2]$$

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M \quad [4.5.3]$$

## Coefficienti parziali di sicurezza

Dipende dalla categoria degli elementi resistenti, dal tipo di malta e dalla **classe di esecuzione**

**Tabella 4.5.II.** Valori del coefficiente  $\gamma_M$  in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta	2,5	3,0

NEL DM'87 VALEVA 3.0

## Classe di esecuzione

	Classe 1	Classe 2
disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, dipendente dell'impresa esecutrice, per la supervisione del lavoro ( <b>capocantiere</b> )	X	X
disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, indipendente dall'impresa esecutrice, per il controllo ispettivo del lavoro ( <b>direttore dei lavori</b> )	X	X
<b>controllo e valutazione in loco</b> delle proprietà della malta e del calcestruzzo	X	
<b>dosaggio dei componenti della malta "a volume"</b> con l'uso di opportuni contenitori di misura e controllo delle operazioni di miscelazione <b>o uso di malta premiscelata certificata</b> dal produttore	X	



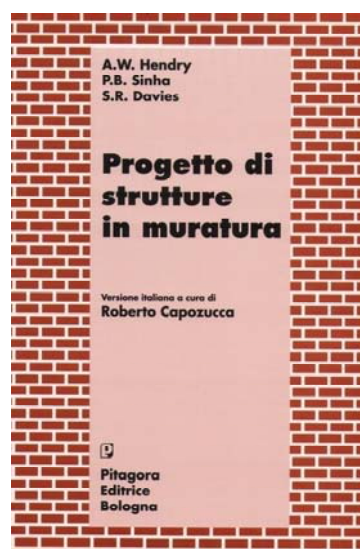
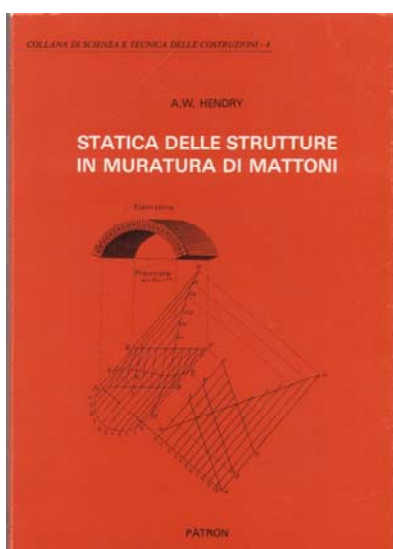
## In presenza di azioni sismiche (7.8.1.1)

I coefficienti parziali di sicurezza **per la resistenza del materiale forniti nel Capitolo 4 possono essere ridotti del 20% e comunque fino ad un valore non inferiore a 2.**

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria <b>I</b> , malta a prestazione garantita	2.0	2.0
Muratura con elementi resistenti di categoria <b>I</b> , malta a composizione prescritta	2.0	2.16
Muratura con elementi resistenti di categoria <b>II</b> , ogni tipo di malta	2.0	2.4

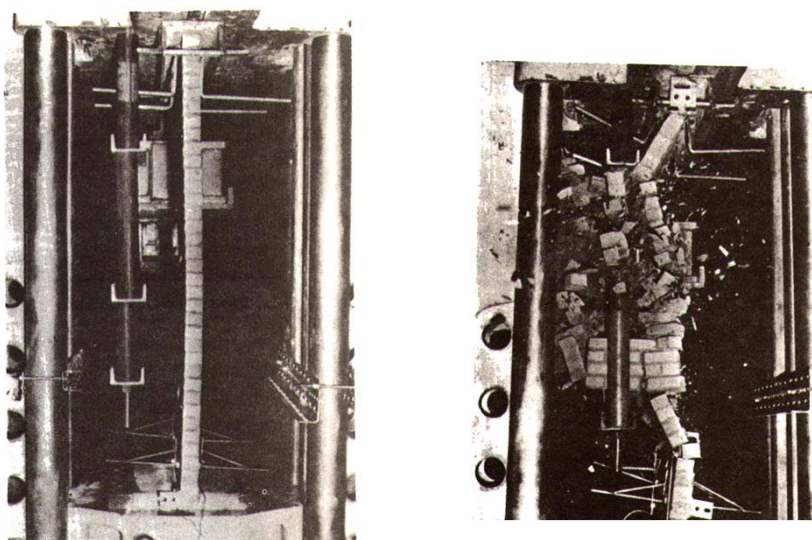
**Nelle NTC 2008 era 2.0**

## A. W. Hendry (1986, 1997)

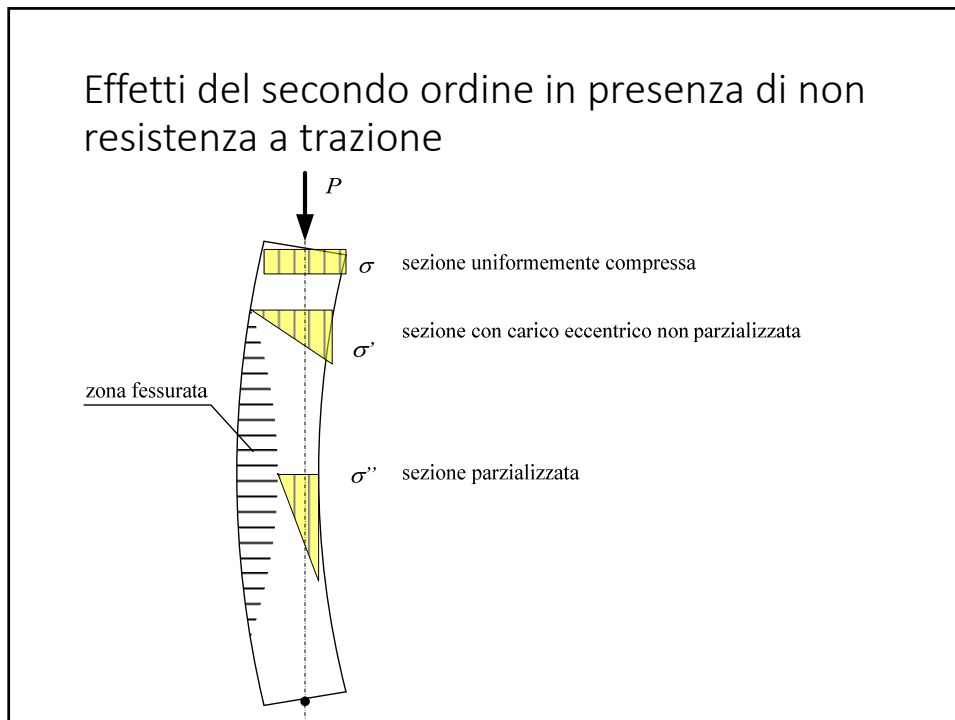


# Resistenza e stabilità fuori dal piano

Rottura per perdita della stabilità



## Effetti del secondo ordine in presenza di non resistenza a trazione

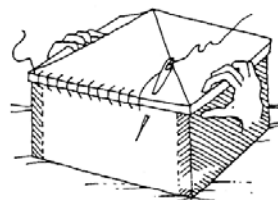
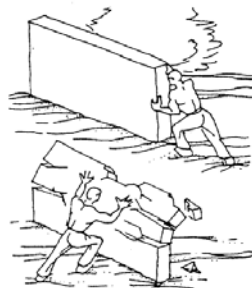


### 4.5.4 Organizzazione strutturale

«L'edificio a muratura portante deve essere concepito come una struttura tridimensionale. **I sistemi resistenti di pareti di muratura, gli orizzontamenti e le fondazioni devono essere collegati tra di loro** in modo da resistere alle azioni verticali ed orizzontali. [...]

Ai fini di un adeguato comportamento statico e dinamico dell'edificio, **tutti le pareti devono assolvere, per quanto possibile, sia la funzione portante sia la funzione di controventamento.** [...]

**Gli orizzontamenti sono generalmente solai piani, o con falde inclinate in copertura, che devono assicurare, per resistenza e rigidezza, la ripartizione delle azioni orizzontali fra i muri di controventamento.** [...].»



## Regole dell'arte

Lo spessore dei muri portanti non può essere inferiore ai seguenti valori:

- muratura in elementi resistenti artificiali pieni 150 mm
- muratura in elementi resistenti artificiali semipieni 200 mm
- muratura in elementi resistenti artificiali forati 240 mm
- muratura di pietra squadrata 240 mm
- muratura di pietra listata 400 mm
- muratura di pietra non squadrata 500 mm

## Snellezza convenzionale (4.5.6.2)

I fenomeni del secondo ordine possono essere controllati mediante la snellezza convenzionale della parete, definita dal rapporto:

$$\lambda = h_0 / t \quad (4.5.1)$$

dove  $h_0$  è la lunghezza libera di inflessione della parete valutata in base alle condizioni di vincolo ai bordi espresse dalla (4.5.6) e  $t$  è lo spessore della parete.

Il valore della snellezza  $\lambda$  non deve risultare superiore a 20.

## Lunghezza di libera inflessione

Per la valutazione della snellezza convenzionale  $\lambda$  della parete secondo l'espressione (4.5.1) la lunghezza libera d'inflessione del muro  $h_0$  è data dalla relazione

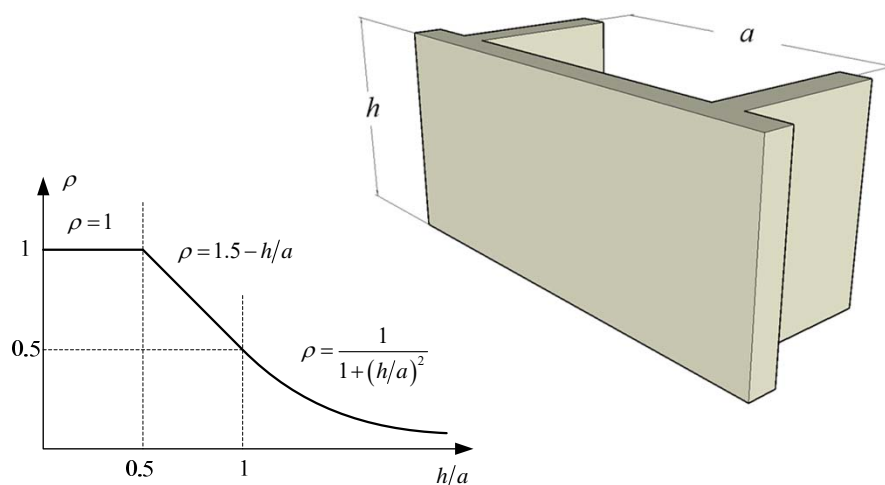
$$h_0 = \rho h \quad (4.5.6)$$

in cui il fattore  $\rho$  tiene conto dell'efficacia del vincolo fornito dai muri ortogonali e  $h$  è l'altezza interna di piano;  $\rho$  assume il valore 1 per muro isolato, e i valori indicati nella Tab. 4.5.IV, quando il muro non ha aperture ed è irrigidito con efficace vincolo da due muri trasversali di spessore non inferiore a 200 mm, e di lunghezza  $l$  non inferiore a  $0,3 h$ , posti ad interasse  $a$ .

Se un muro trasversale ha aperture, si ritiene convenzionalmente che la sua funzione di irrigidimento possa essere espletata quando lo stipite delle aperture disti dalla superficie del muro irrigidito almeno  $1/5$  dell'altezza del muro stesso; in caso contrario si assume  $\rho = 1$ .

Nella lunghezza  $l$  del muro di irrigidimento si intende compresa anche metà dello spessore del muro irrigidito.

## Coefficiente di vincolo



## Coefficiente di eccentricità

**Tabella 4.5.IV** - *Fattore laterale di vincolo*

<b>h/a</b>	<b><math>\rho</math></b>
$h/a \leq 0,5$	1
$0,5 < h/a \leq 1,0$	$3/2 - h/a$
$1,0 < h/a$	$1/[1+(h/a)^2]$

Il coefficiente di eccentricità  $m$  è definito dalla relazione:

$$m = 6 e/t \quad (4.5.7)$$

## Eccentricità dei carichi verticali

a) eccentricità totale dei carichi verticali:  $e_s = e_{s1} + e_{s2}$ ;

$$e_{s1} = \frac{N_1 d_1}{N_1 + \sum N_2}; \quad e_{s2} = \frac{\sum N_2 d_2}{N_1 + \sum N_2} \quad (4.5.8)$$

dove:

$e_{s1}$ : eccentricità della risultante dei carichi trasmessi dai muri dei piani superiori rispetto al piano medio del muro da verificare;

$e_{s2}$ : eccentricità delle reazioni di appoggio dei solai soprastanti la sezione di verifica;

$N_1$ : carico trasmesso dal muro sovrastante supposto centrato rispetto al muro stesso;

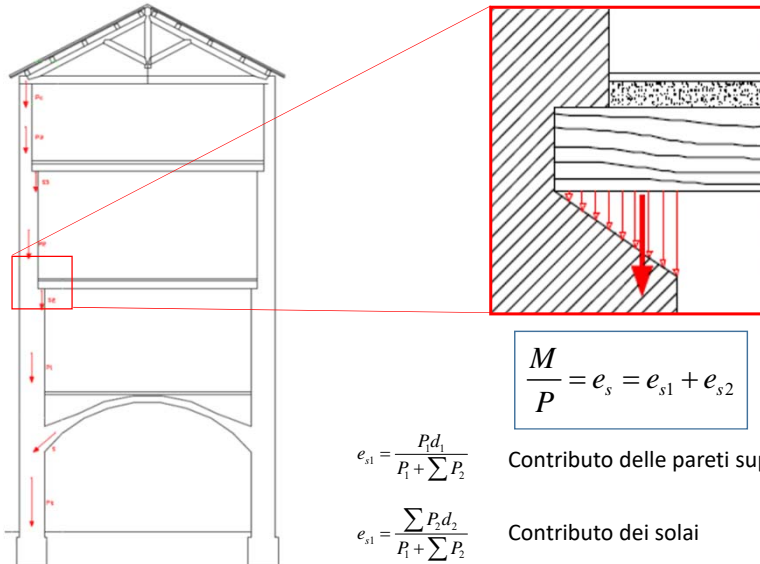
$N_2$ : reazione di appoggio dei solai soprastanti il muro da verificare;

$d_1$ : eccentricità di  $N_1$  rispetto al piano medio del muro da verificare;

$d_2$ : eccentricità di  $N_2$  rispetto al piano medio del muro da verificare;

tali eccentricità possono essere positive o negative;

## Eccentricità dei carichi verticali



$$\frac{M}{P} = e_s = e_{s1} + e_{s2}$$

$$e_{s1} = \frac{P_1 d_1}{P_1 + \sum P_2}$$

Contributo delle pareti superiori

$$e_{s2} = \frac{\sum P_2 d_2}{P_1 + \sum P_2}$$

Contributo dei solai

## Tolleranza di esecuzione

b) eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione,  $e_a$ .

Considerate le tolleranze morfologiche e dimensionali connesse alle tecnologie di esecuzione degli edifici in muratura si deve tener conto di una eccentricità  $e_a$  che è assunta almeno uguale a

$$e_a = \frac{h}{200}, \quad (4.5.9)$$

con  $h$  altezza interna di piano.

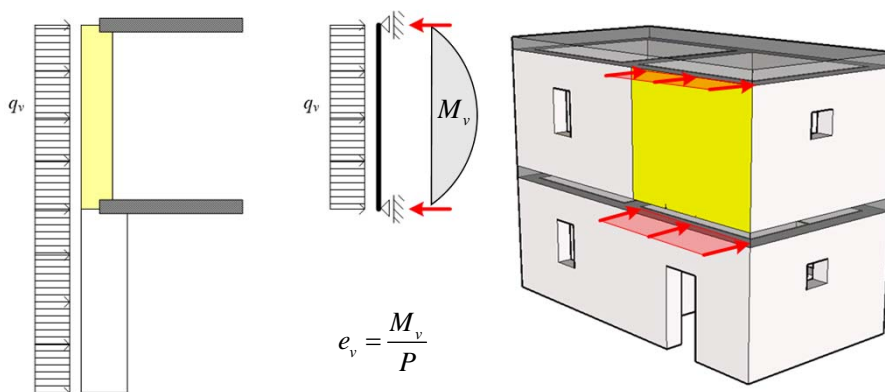
## Eccentricità dovuta alle azioni orizzontali

c) eccentricità  $e_v$  dovuta alle azioni orizzontali considerate agenti in direzione normale al piano della muratura,

$$e_v = \frac{M_v}{N}, \quad (4.5.10)$$

dove  $M_v$  ed  $N$  sono, rispettivamente, il massimo momento flettente dovuto alle azioni orizzontali e lo sforzo normale nella relativa sezione di verifica. Il muro è supposto incernierato al livello dei piani e, in mancanza di aperture, anche in corrispondenza dei muri trasversali, se questi hanno interasse minore di 6 metri.

## Effetti dei carichi orizzontali



$$e_v = \frac{M_v}{P}$$

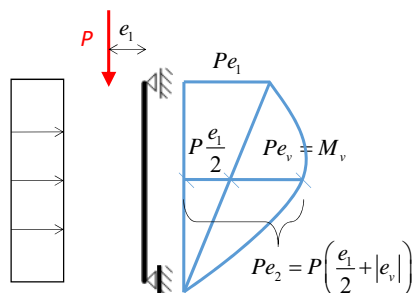
È consentito uno schema statico semplicemente appoggiato su ciascun interpiano



## Combinazioni di carico

$e_1 = |e_s| + e_a$  Per le verifiche delle sezioni in corrispondenza degli impalcati

$e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v|$  Per le verifiche delle sezioni a metà interpiano



In ogni caso deve risultare:  $e_1 \leq 0.33t$   
 $e_2 \leq 0.33t$

## Coefficiente di riduzione della resistenza

Tabella 4.5.III - Valori del coefficiente  $\Phi$  con l'ipotesi della articolazione (a cerniera)

Snellezza $\lambda$	Coefficiente di eccentricità $m=6 e/t$				
	0	0,5	1,0	1,5	2,0
0	1,00	0,74	0,59	0,44	0,33
5	0,97	0,71	0,55	0,39	0,27
10	0,86	0,61	0,45	0,27	0,16
15	0,69	0,48	0,32	0,17	---
20	0,53	0,36	0,23	---	---

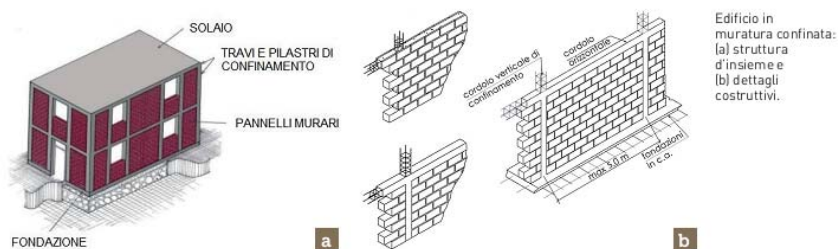
È una verifica a **presso-flessione** e **stabilità**

$$P_d \leq \Phi_t f_d t l$$

## Due aggiunte...

### 4.5.8. MURATURA CONFINATA

La muratura confinata è una muratura costituita da elementi resistenti artificiali pieni e semipieni, dotata di elementi di confinamento in calcestruzzo armato o muratura armata. Il progetto della muratura confinata può essere svolto applicando integralmente quanto previsto negli Eurocodici strutturali ed in particolare nelle norme della serie UNI EN 1996 e UNI EN 1998 con le relative appendici nazionali.



## Due aggiunte...

### 4.5.12. PROGETTAZIONE INTEGRATA DA PROVE E VERIFICA MEDIANTE PROVE

La resistenza e la funzionalità di strutture e elementi strutturali può essere misurata attraverso prove su campioni di adeguata numerosità.

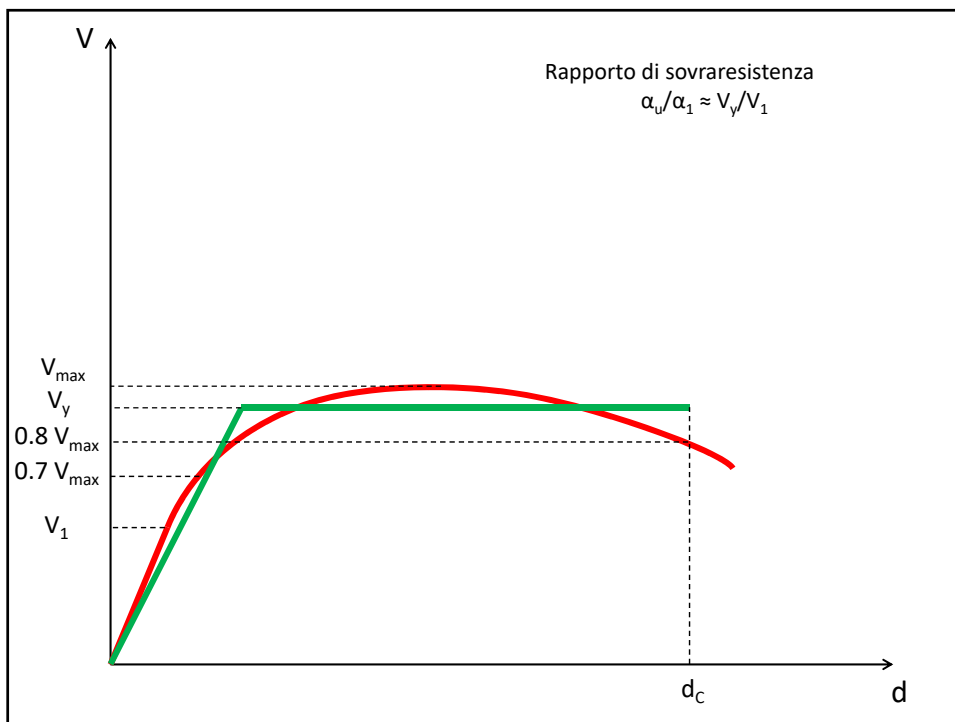
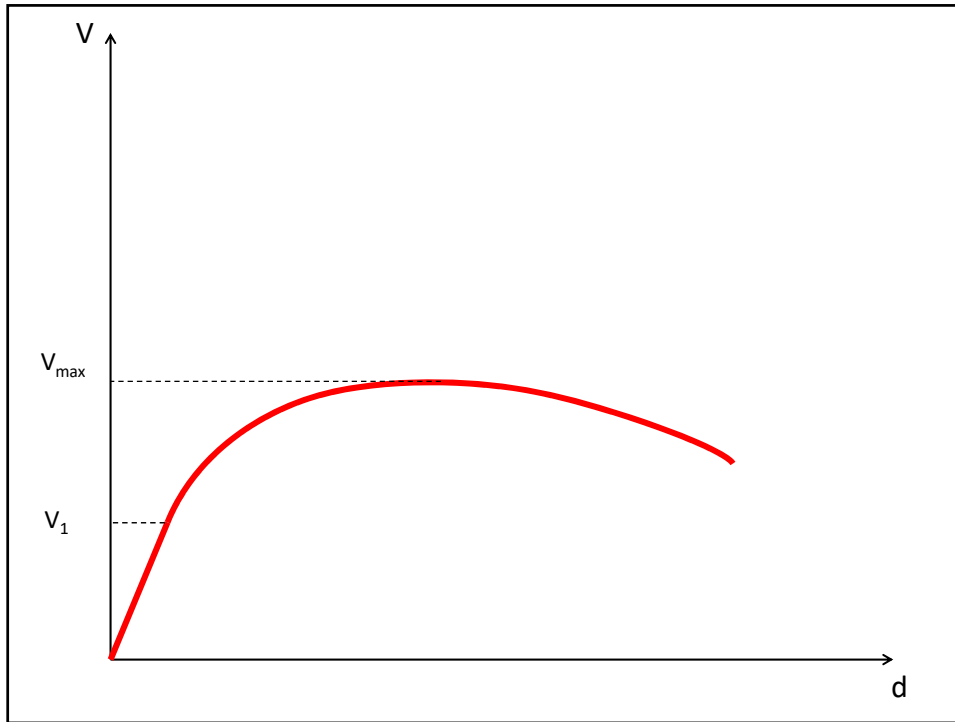
I risultati delle prove eseguite su opportuni campioni devono essere trattati con i metodi dell'analisi statistica, in modo tale da ricavare parametri significativi quali media, deviazione standard e fattore di asimmetria della distribuzione, sì da caratterizzare adeguatamente un modello probabilistico descrittore delle quantità indagate (variabili aleatorie).

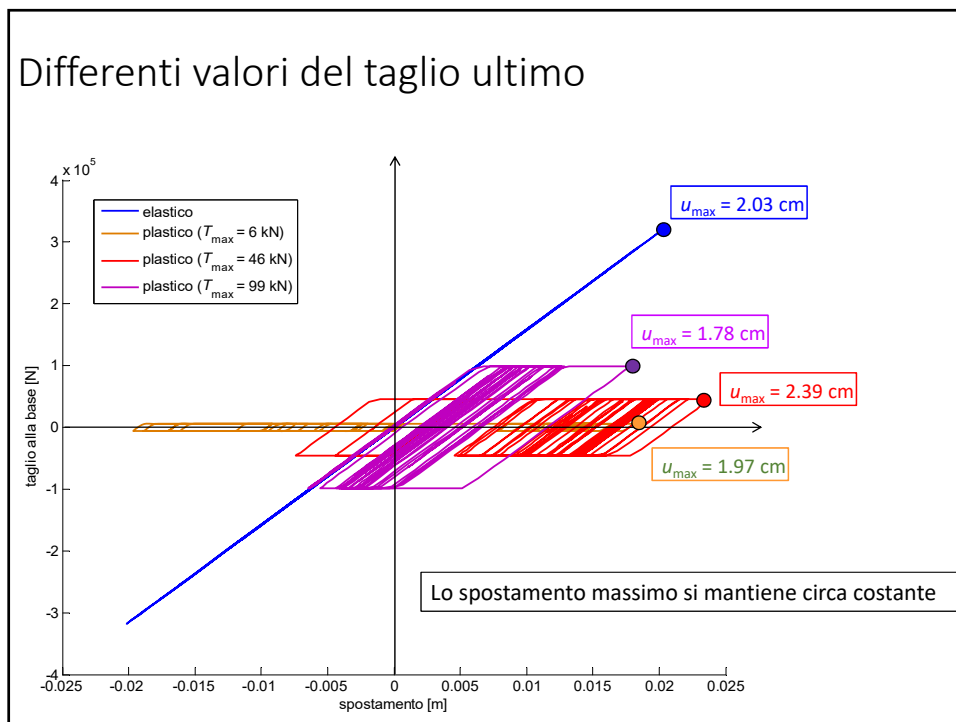
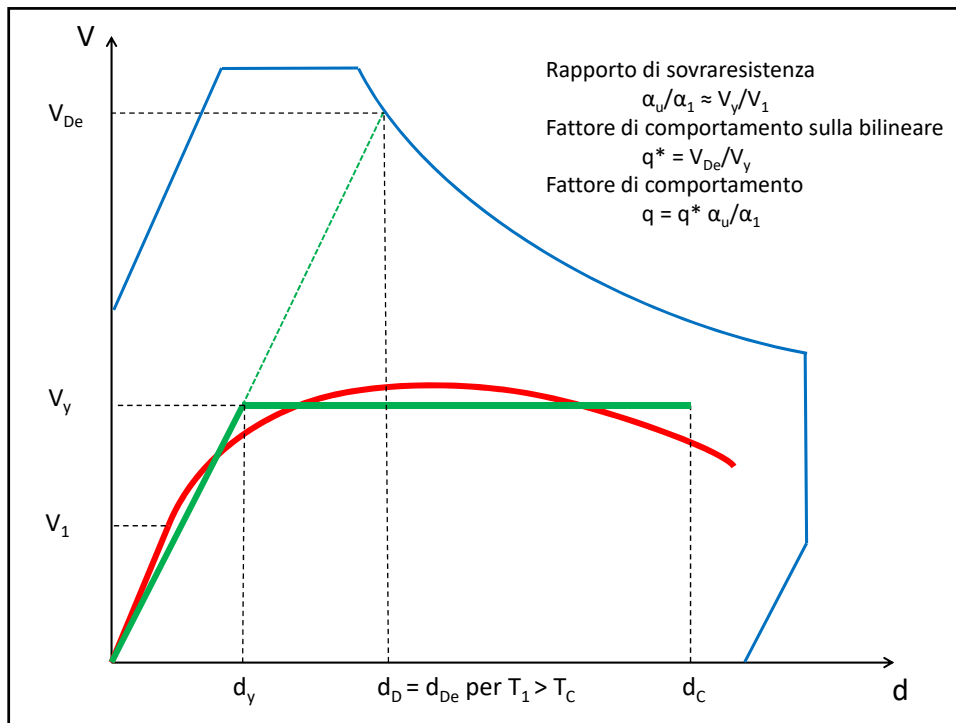
Indicazioni più dettagliate al riguardo e metodi operativi completi per la progettazione integrata da prove possono essere reperiti nella Appendice D della UNI EN 1990:2006.

# Analisi sismica

Metodi di analisi previsti dalle NTC 2018

verifiche in termini di <b>resistenza</b>	<b>Statica Lineare</b>	Dinamica Lineare
verifiche in termini di <b>spostamento</b>	<b>Statica Nonlineare</b>	Dinamica Nonlineare

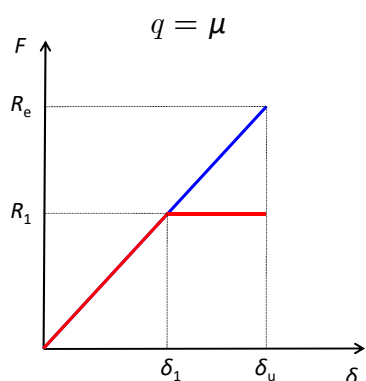




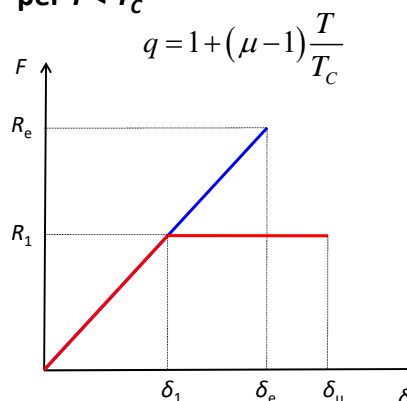
## Relazione fra fattore di struttura e duttilità

Duttilità	$\mu = \delta_u / \delta_1$
Fattore di comportamento	$q = R_e / R_1$

per  $T \geq T_c$



per  $T < T_c$



## Analisi statica (e dinamica) lineare

- 1) Applicazione delle forze sismiche (considerando il fattore di struttura)

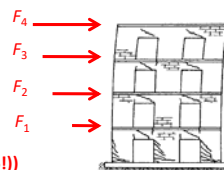
$$F_i = \frac{S_e(T)}{q} W_i / g$$

forze di piano

$S_e(T)$  spettro di risposta elastico in accelerazione

$q$  **fattore di struttura (2.975 per muratura ordinaria a più piani (era 3.6!))**

$W_i / g$  massa di piano



- 2) Calcolo delle sollecitazioni (con combinazione modale per l'analisi dinamica)

- 3) Verifiche di resistenza (a taglio e pressoflessione) di ogni maschio e fascia ( $j$ )

$$\left. \begin{aligned} V_j &\leq V_{u,j} = (t l' f_{vd})_{,j} \\ M_j &\leq M_{u,j} = \left[ \frac{Pl}{2} \left( 1 - \frac{P}{0.85 t l' f_d} \right) \right]_{,j} \end{aligned} \right\} \forall j$$

**La verifica è un confronto fra forze generalizzate Sollecitazioni (Domanda) ≤ Resistenze (Capacità)**

- La domanda dipende dal periodo e dunque dalle **rigidezze**
- La capacità dipende dalle **resistenze** dei singoli elementi

## Fattore di comportamento (già fattore di struttura)

$$q = q_0 \cdot \alpha_w / \alpha_1$$

$q_0$	NTC 2008	NTC 2018
Costruzioni di muratura ordinaria	2.0	1.75
Costruzioni di muratura armata	2.5	2.5
Costruzioni di muratura armata con progettazione in capacità	3.0	3.0
Costruzioni di muratura confinata	-	2.0
Costruzioni di muratura confinata con progettazione in capacità	-	3.0

$\alpha_w / \alpha_1$	NTC 2008	NTC 2018
Costruzioni di muratura ordinaria	1.4 1.8	1.7
Costruzioni di muratura armata <sup>1</sup> .	1.3 1.5	1.5
Costruzioni di muratura armata progettate con la progettazione in capacità	1.3	1.3
Costruzioni di muratura confinata	-	1.6
Costruzioni di muratura confinata progettate con la progettazione in capacità	-	1.3

## Stima del periodo

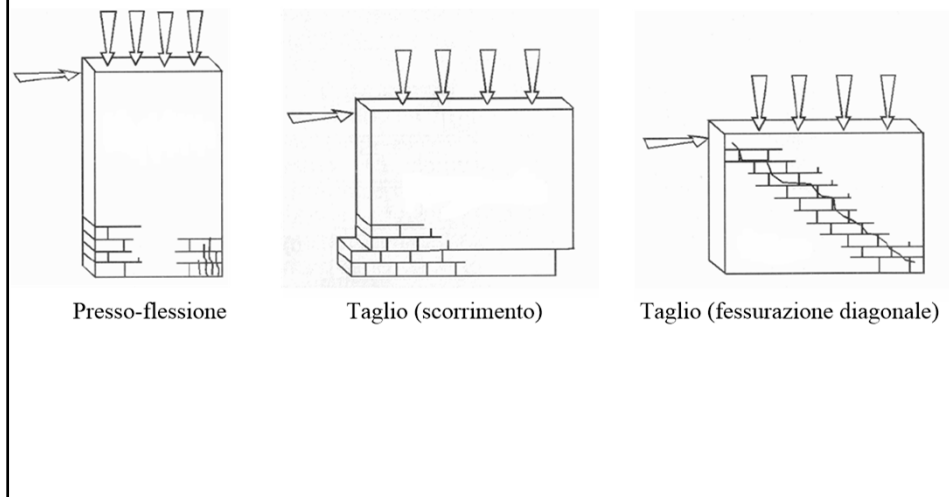
$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d}$$

d = spostamento in metri del punto più alto dell'edificio prodotto dall'applicazione dei carichi verticali in combinazione sismica applicati in direzione orizzontale

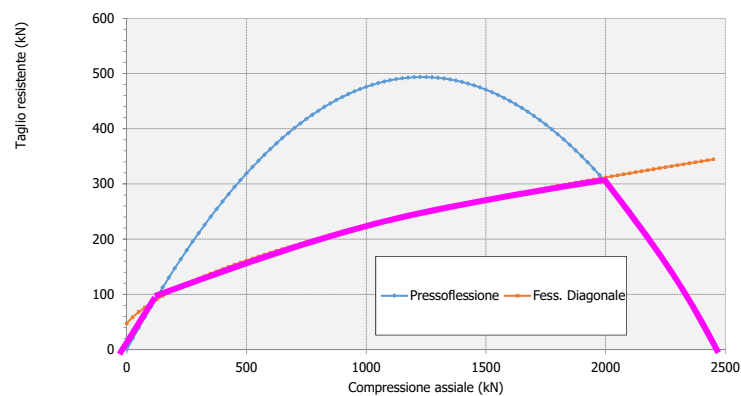
**Nelle NTC 2008 non serviva un modello strutturale**

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

## Stati limite nel piano



## Effetti della variazione dello sforzo normale sulla resistenza a taglio

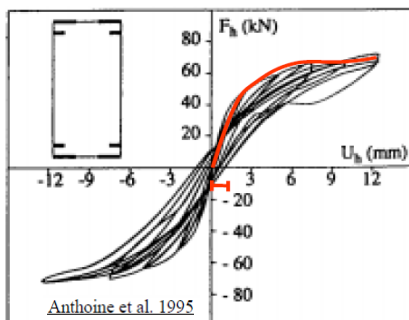


Esclusi i casi di pareti vicine alla crisi per carichi verticali tutte le altre pareti beneficiano dello sforzo normale



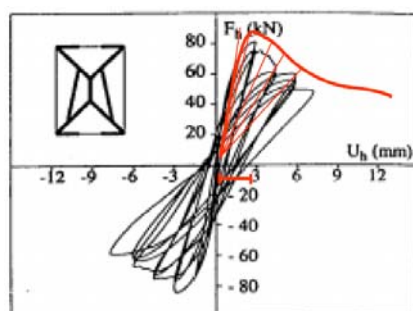
## Duttilità e limiti di spostamento

CRISI PER PRESSOFLESSIONE



- Comportamento duttile
- Maggiore conservazione della rigidezza
- Ridotta dissipazione energetica

CRISI PER TAGLIO-TRAZIONE



- Rapida riduzione della resistenza (softening)
- Comportamento poco duttile
- Riduzione della rigidezza (danno)
- Forte dissipazione (isteresi)

## Capacità di spostamento

		2008	2018
SLD	ordinaria	0.3%	<b>0.2%</b>
	armata	0.4%	<b>0.3%</b>
	confinata	-	0.25%
SLV	ordinaria	0.4%	0.4%
	taglio	0.8% (0.6% esistenti)	0.8% ( <b>?esistenti</b> )
	pressoflessione	0.6%	0.6%
	armata	1.2%	1.2%
SLC	ordinaria	-	0.5%
	taglio	-	1.0%
	pressoflessione	-	0.8%
	armata	-	1.6%
confinata	-	<b>?</b>	

$q^* \leq 3.0$  (SLV)

$q^* \leq 4.0$  (SLC)

## Dal capitolo 8

[...]

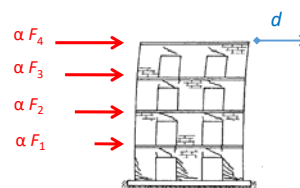
La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, **salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti.**

[...]

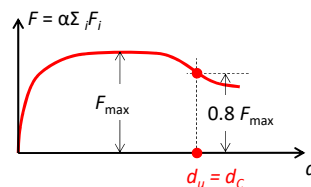
## Analisi statica nonlineare (1/3) determinazione della capacità

### 1) Distribuzione di forze statiche

- $\alpha$  moltiplicatore dei carichi  
 $d$  Spostamento del punto di controllo (baricentro ultimo piano)



### 2) Analisi *pushover* per la costruzione della curva di capacità



### 3) Determinazione della capacità di spostamento $d_c$ della struttura

- La capacità di spostamento corrisponde ad una riduzione di resistenza del 20%
- Il ramo decrescente della curva di capacità è determinato dal «fuori uso» dei singoli pannelli murari
- Secondo le NTC'08 la capacità di spostamento  $\delta$  del singolo pannello dipende solo dall'altezza  $h$  e dalla modalità di rottura

$$\delta_{u, \text{pannello}} = \begin{cases} 0.004 h & \text{per rottura a taglio} \\ 0.008 h & \text{per rottura a pressoflessione} \end{cases}$$

## Distribuzioni di forze di inerzia

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- **se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%** si applica una delle due distribuzioni seguenti:
  - distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2,
  - distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;
- **in tutti i casi** può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%. **L'utilizzo di questa distribuzione è obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è superiore a 1,3 TC.**

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

- distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura;
- distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi.**

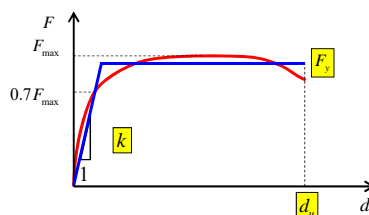
**+ COMBINAZIONE NELLE DUE DIREZIONI IN PIANTA 100% +/- 30%**

## Analisi statica nonlineare (2/3) determinazione della domanda

### 4) Costruzione della bilineare equivalente

Caratterizzata da tre parametri:

- $k$  Rigidezza
- $F_y$  Resistenza
- $d_u$  Capacità di spostamento



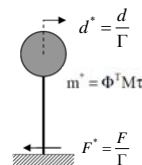
### 5) Definizione dell'oscillatore SDOF equivalente

$$\Gamma = \frac{\Phi^T M \tau}{\Phi^T M \Phi}$$

fattore di partecipazione modale

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

periodo dell'oscillatore equivalente



### 6) Determinazione della domanda di spostamento $d_D = \Gamma d^*_{max}$

$$d^*_{max} = \begin{cases} S_{De}(T^*) & T^* \geq T_C \\ S_{De}(T^*) \frac{1 + (q^* - 1)T_C/T^*}{q^*} & T^* < T_C \quad \left( \text{con } q^* = \frac{s_d(r^*)}{a_s F/m^*} \right) \end{cases}$$

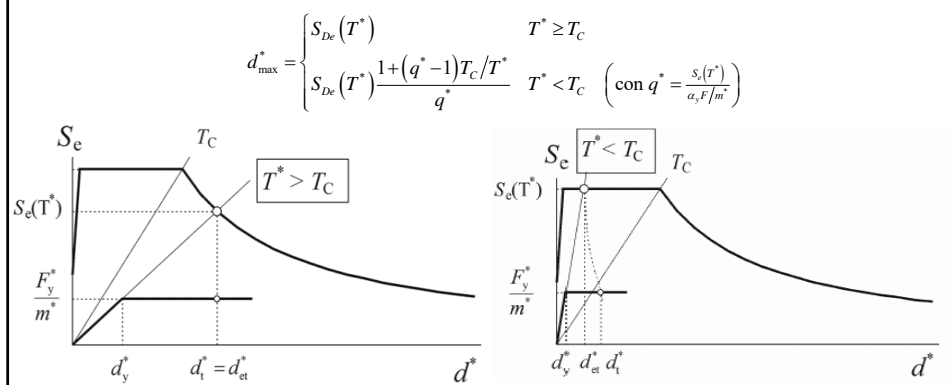
$S_{De}(T^*)$   
spettro di risposta elastico in spostamento

## Analisi statica nonlineare (3/3) verifica

La verifica è un confronto fra spostamenti

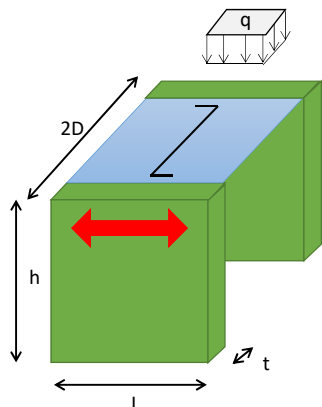
**Spostamento di Domanda (dallo spettro) ≤ Spostamento di capacità (dalla curva di capacità)**

- La domanda dipende dal periodo e dunque dalle **rigidezze** e per periodi bassi anche dalle **resistenze** (tramite  $q^*$ )
- La capacità dipende dalla capacità di **spostamento** della struttura e dunque da quella dei singoli pannelli



## Esempio: edificio ad un piano

- Struttura elementare
- (nonostante sia) incapace di redistribuire le azioni



$l = 3 \text{ m}$	$h = 3 \text{ m}$	$t = 0.2 \text{ m}$	$D = 4 \text{ m}$
$q = 4 \text{ kN/m}^2$	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$	$E = 1200 \text{ N/mm}^2$	$f = 2.4 \text{ N/mm}^2$
$\tau_0 = 0.06 \text{ N/mm}^2$	$T_c = 0.302 \text{ s}$		

$$\sigma_0 = \gamma h + \frac{qD}{t} = 0.1 \text{ N/mm}^2$$

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{fessurato}}} = 0.100 \text{ s}$$

$$V_u^T = \frac{t f_c}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_c}} = 78.5 \text{ kN}$$

$$V_u^M = \frac{M_u}{h} = \frac{t^2 \sigma_{0u}}{h} \left( 1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_c} \right) = 28.5 \text{ kN}$$

$$V_u = \min(V_u^T, V_u^M) = 28.5 \text{ kN}$$

$$\theta_u = 0.8\%$$

$$d_u = \theta_u h = 24 \text{ mm}$$

$$K_{fessurato} = \frac{1}{2} K_c = \frac{1}{2} \frac{GA}{2.12h} \frac{1}{1 + \frac{1}{0.3} \frac{G(h}{l})^2} = 31.6 \text{ kN/mm}$$

$$d_e = \frac{V_u}{K_{fessurato}} = 1.8 \text{ mm}$$

Duttilità  $\mu = \frac{d_u}{d_e} = 13.3$

Fattore di struttura

• stimato dalla duttilità  $q = \begin{cases} \mu & T_1 \geq T_c \\ \sqrt{2\mu-1} & T_1 < T_c \end{cases} = 5.03$

rottura a pressoflessione

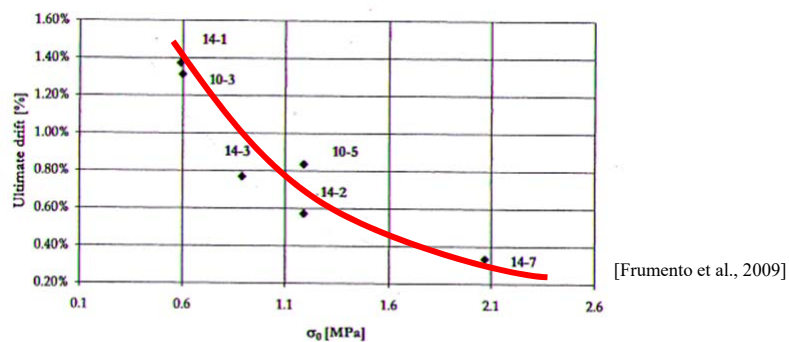
## Sulla capacità di spostamento

- Nelle analisi nonlineari la capacità di spostamento della struttura è il parametro più importante
- Essa deriva dalla scelta del modello del singolo pannello
- L'attuale **modello normativo è molto rudimentale e DISCONTINUO**

$$\theta_u = \frac{\delta_u}{h} = \begin{cases} 0.4\% \text{ per rottura a taglio} \\ 0.8\% \text{ per rottura a pressoflessione} \end{cases}$$

- Indicazioni sperimentali e analitiche suggeriscono dipendenza da:
  - snellezza  $\lambda = h/l$
  - impegno a compressione  $\eta = \sigma_0/f_c$

## Dati sperimentali: dipendenza dall'impegno a compressione



**Il drift ultimo si riduce con l'impegno a compressione**

### Extension of experimental campaigns by calibrated nonlinear FEA

**Examples of calibrations of the numerical models**

**Parametric analyses for variations of**

- **Height-to-width ratio**  $\lambda = \frac{h}{t}$
- **Dimensionless axial force**  $p = \frac{P}{t l f_c}$

L. Salvatori, M. Orlando, P. Spinelli *Some issues with equivalent-frame modelling of unreinforced masonry walls*

### Dependence of $\theta_u$ on $\lambda$ and $p$

**Influenza della snellezza sul "drift" ultimo**

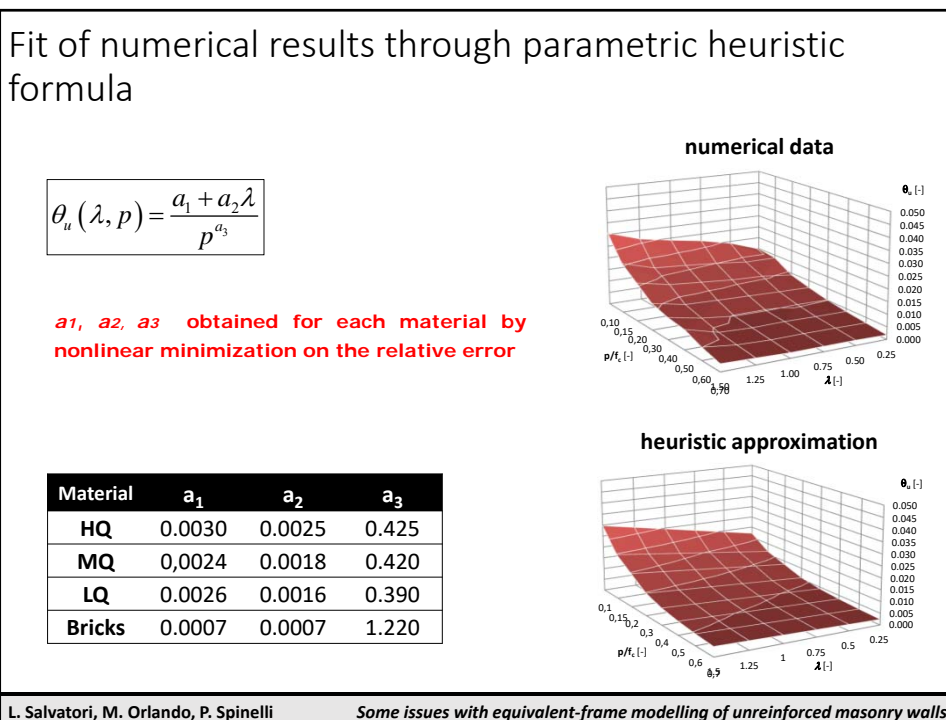
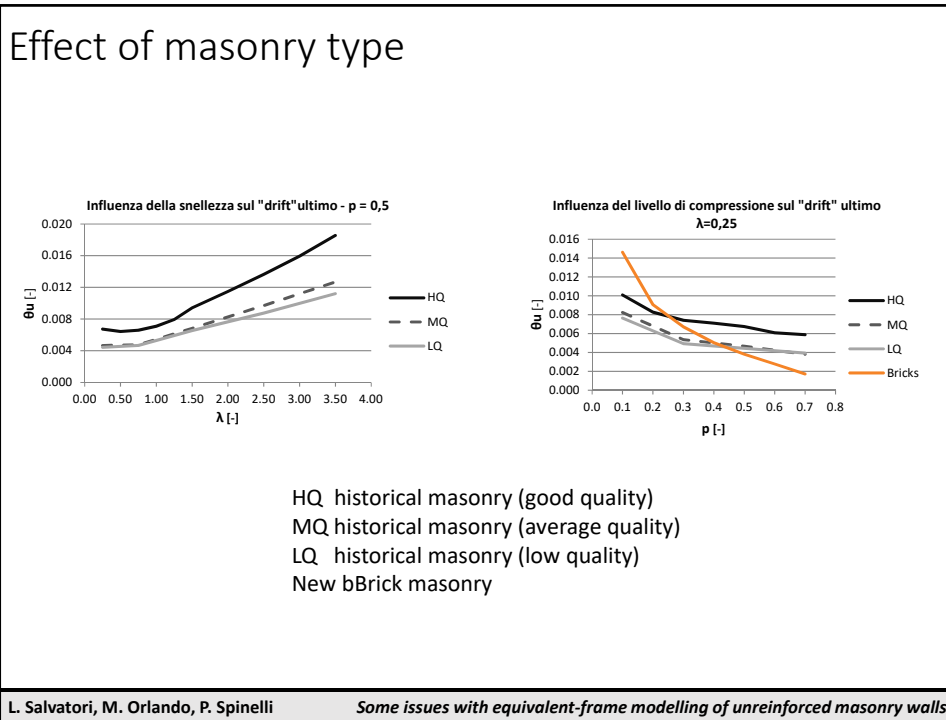
**Influenza del livello di compressione sul "drift" ultimo**

**Displacement capacity**

- **Increases with slenderness**
- **Decreases with axial compression**

⇒ Rocking failure affects piers with either high or low compression level: all building codes neglect this effect.

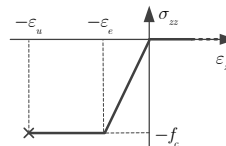
L. Salvatori, M. Orlando, P. Spinelli *Some issues with equivalent-frame modelling of unreinforced masonry walls*



### Analytic approach for rocking failure

Hp:

- Pier cross-sections keep planarity during deformation
- No tensile strength
- Limited compressive strength
- Failure at ultimate compressive strain
- Elastic shear compliance



$$\theta_u = \varepsilon_e \left\{ \lambda \left[ \frac{2}{3} m_u + 2(\kappa_u - m_u) \alpha \left( 1 - \frac{m_e}{m_u} \right) \left( 1 - \alpha + \alpha \frac{m_e}{m_u} \right) \right] + \frac{\zeta m_u}{\lambda} \right\}$$

$$\kappa_u(p, \mu_e) = \begin{cases} \frac{2\mu_e - 1}{4p}, & \text{if } 0 \leq p \leq p_c, \\ \frac{\mu_e - p + \sqrt{(1-p)(2\mu_e - p - 1)}}{2}, & \text{if } p_c < p \leq 1, \end{cases} \quad \zeta := E/G \quad \alpha \approx 0.05 + 0.2p \approx 0.15$$

$$m_u(p, \mu_e) = \begin{cases} p, & \text{if } 0 \leq p \leq \frac{1}{2}, \\ 1-p, & \text{if } \frac{1}{2} < p \leq 1. \end{cases} \quad m_e(p, \mu_e) = \begin{cases} 3p \left( 1 - \left( 1 + \frac{1}{3(2\mu_e - 1)^2} \right) p \right), & \text{if } 0 \leq p \leq p_c, \\ \frac{(1-p)(3\mu_e - 2p - 1 - 2\sqrt{(1-p)(2\mu_e - p - 1)})}{\mu_e - 1}, & \text{if } p_c < p \leq 1. \end{cases} \quad p_c = 1 - \frac{1}{2\mu_e}$$

L. Salvatori, M. Orlando, P. Spinelli *Some issues with equivalent-frame modelling of unreinforced masonry walls*

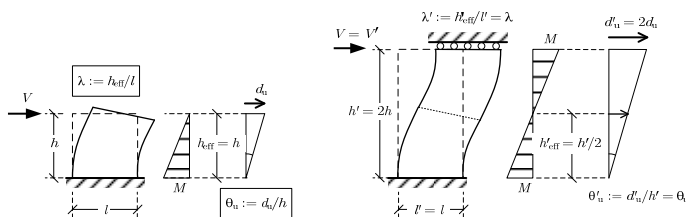
### Summary of the analytical results

$$\theta_u = \varepsilon_e \lambda_{eff} f(\mu_e, p)$$

$$\mu_e = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_e}$$

$$\lambda_{eff} = \frac{h_{eff}}{l}$$

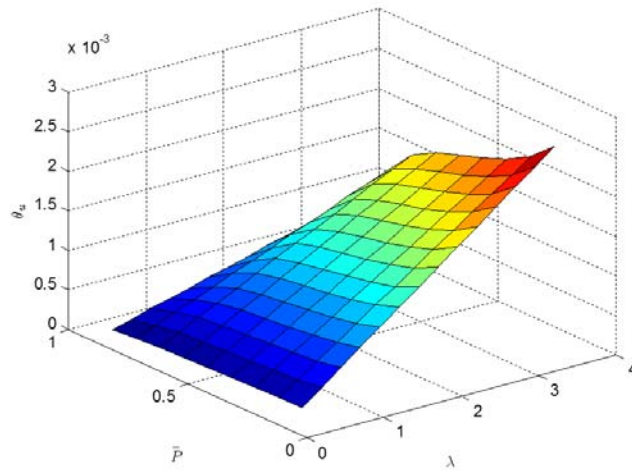
Two static schemes with the same effective slenderness shall fail at the same ultimate drift



L. Salvatori, M. Orlando, P. Spinelli *Some issues with equivalent-frame modelling of unreinforced masonry walls*



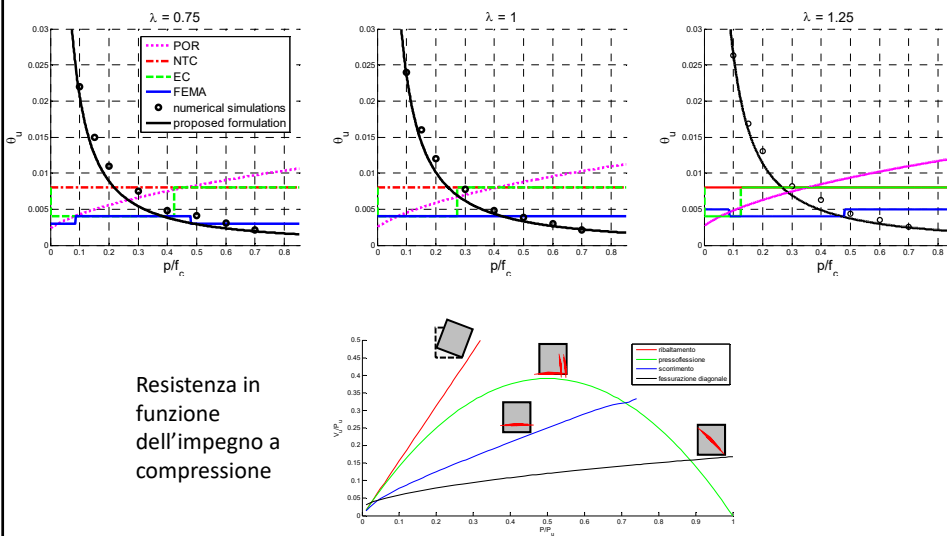
Analitic results  
(in agreement with numerical analyses)



L. Salvatori, M. Orlando, P. Spinelli

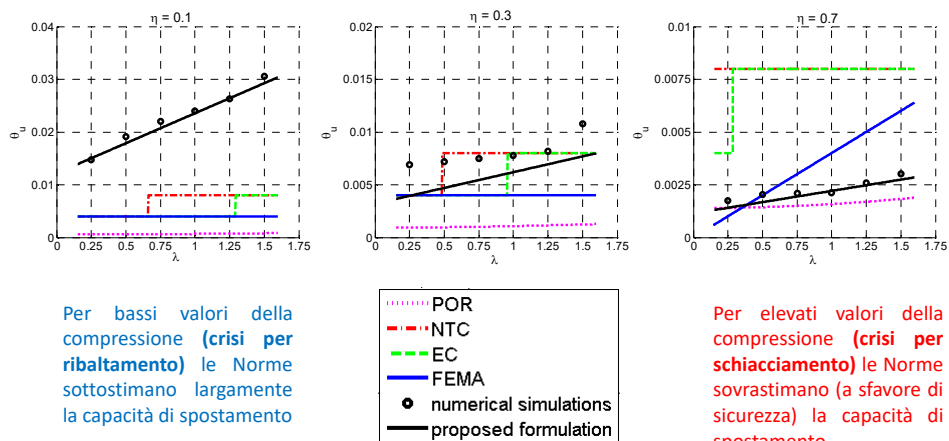
Some issues with equivalent-frame modelling of unreinforced masonry walls

Drift ultimo in funzione dell'impegno a compressione (per varie snellezze)



Resistenza in funzione dell'impegno a compressione

## Drift ultimo in funzione della snellezza per differenti valori di compressione



Per bassi valori della compressione (**crisi per ribaltamento**) le Norme sottostimano largamente la capacità di spostamento

Per elevati valori della compressione (**crisi per schiacciamento**) le Norme sovrastimano (a sfavore di sicurezza) la capacità di spostamento