



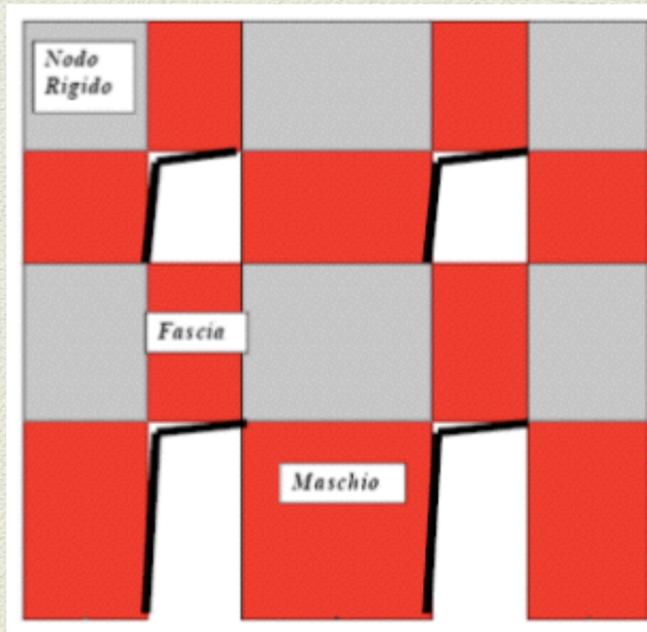
Calcolo di edifici in muratura ordinaria, armata e in blocchi in CA debolmente armato

14 giugno 2016

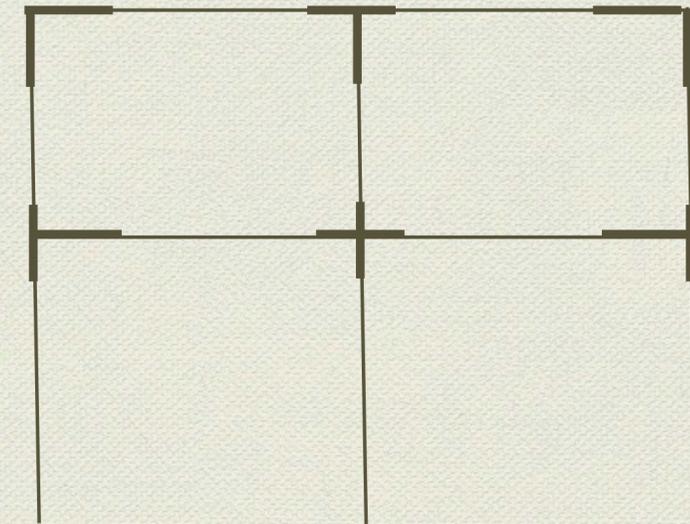
Normativa di riferimento

- ◆ Norme Tecniche per le Costruzioni 2008
- ◆ Circolare Ministeriale 02/02/2009 n. 617
- ◆ Decreto del Presidente della Giunta regionale 9 luglio 2009, n. 36R
- ◆ Orientamenti interpretativi Comitato Tecnico Scientifico Regione Toscana
- ◆ Linee guida del Ministero Lavori Pubblici per sistemi costruttivi a pannelli portanti basati sull'impiego di blocchi cassero ...

Telaio equivalente



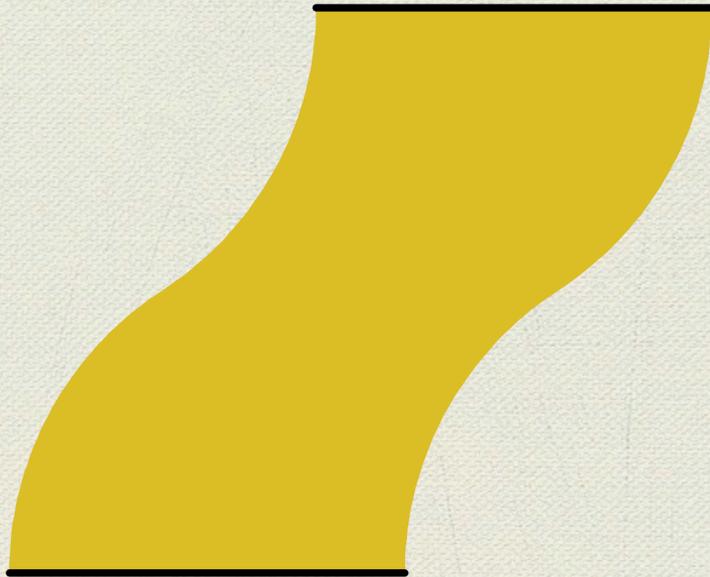
Le intersezioni tra fasce e pannelli verticali sono considerate infinitamente rigide



- ◆ E' una semplificazione accettabile solo per edifici con setti molto snelli. dove il nodo è molto piccolo
- ◆ Per edifici in muratura tradizionale è uno schema molto distante dalla realtà
- ◆ In edifici con setti tozzi e aperture piccole porta ad una sovrastima della rigidezza
- ◆ Le fasce sono rigide per la deformazione a flessione, ma non per la deformazione a taglio

Shear Type e mensola

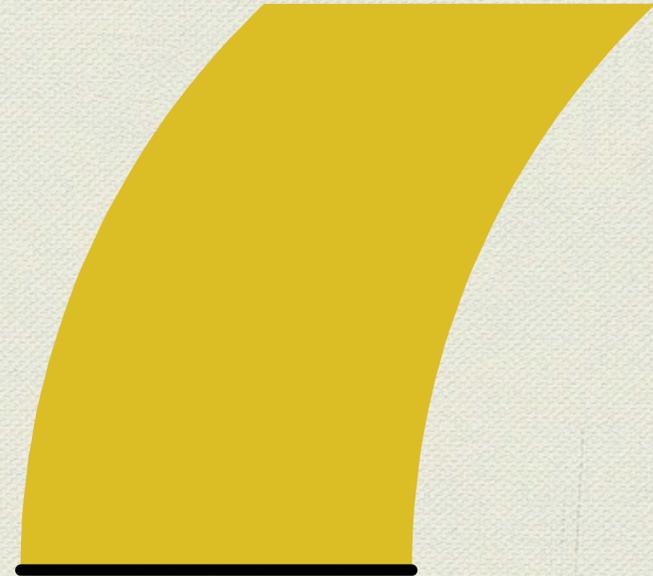
Incastro scorrevole (shear type)



h: altezza del setto
A: area della sezione
E: modulo elastico normale
G: modulo elastico tangenziale
J: momento d'inerzia

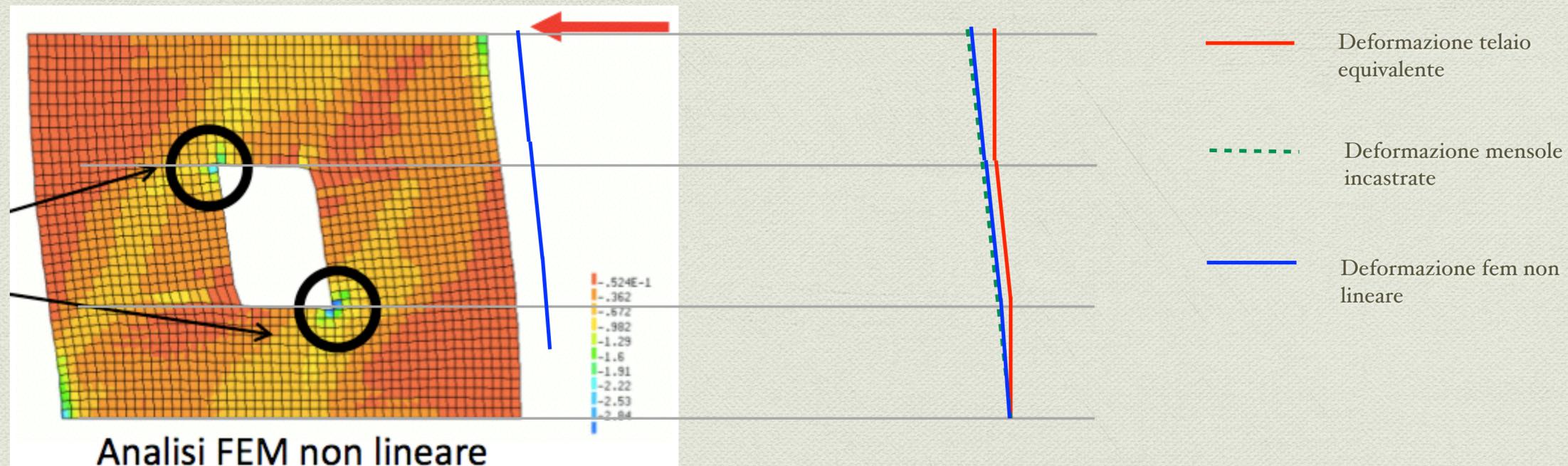
$$k = \frac{1}{\frac{1,2h}{GA} + \frac{h^3}{12EJ}}$$

Mensola



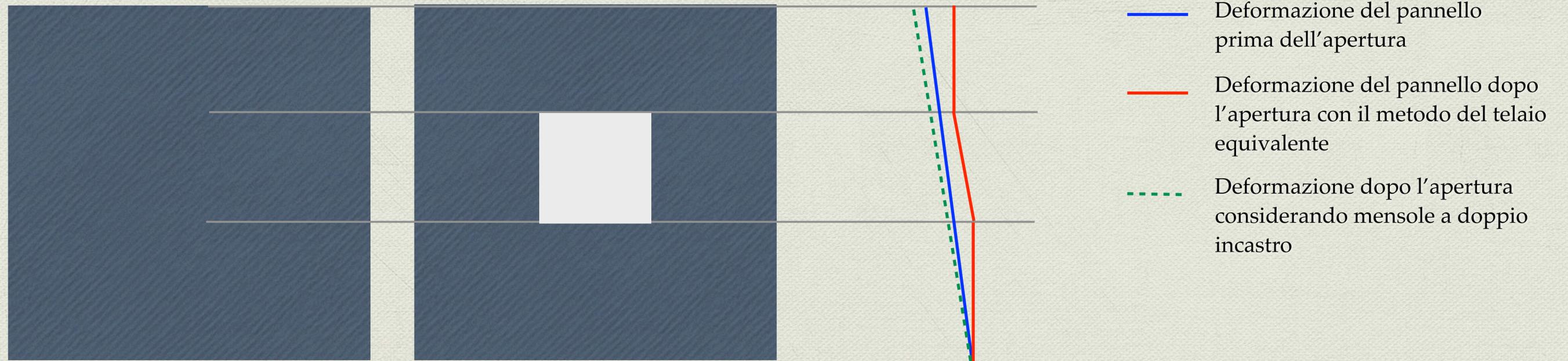
$$k = \frac{1}{\frac{1,2h}{GA} + \frac{h^3}{3EJ}}$$

Telaio equivalente e realtà



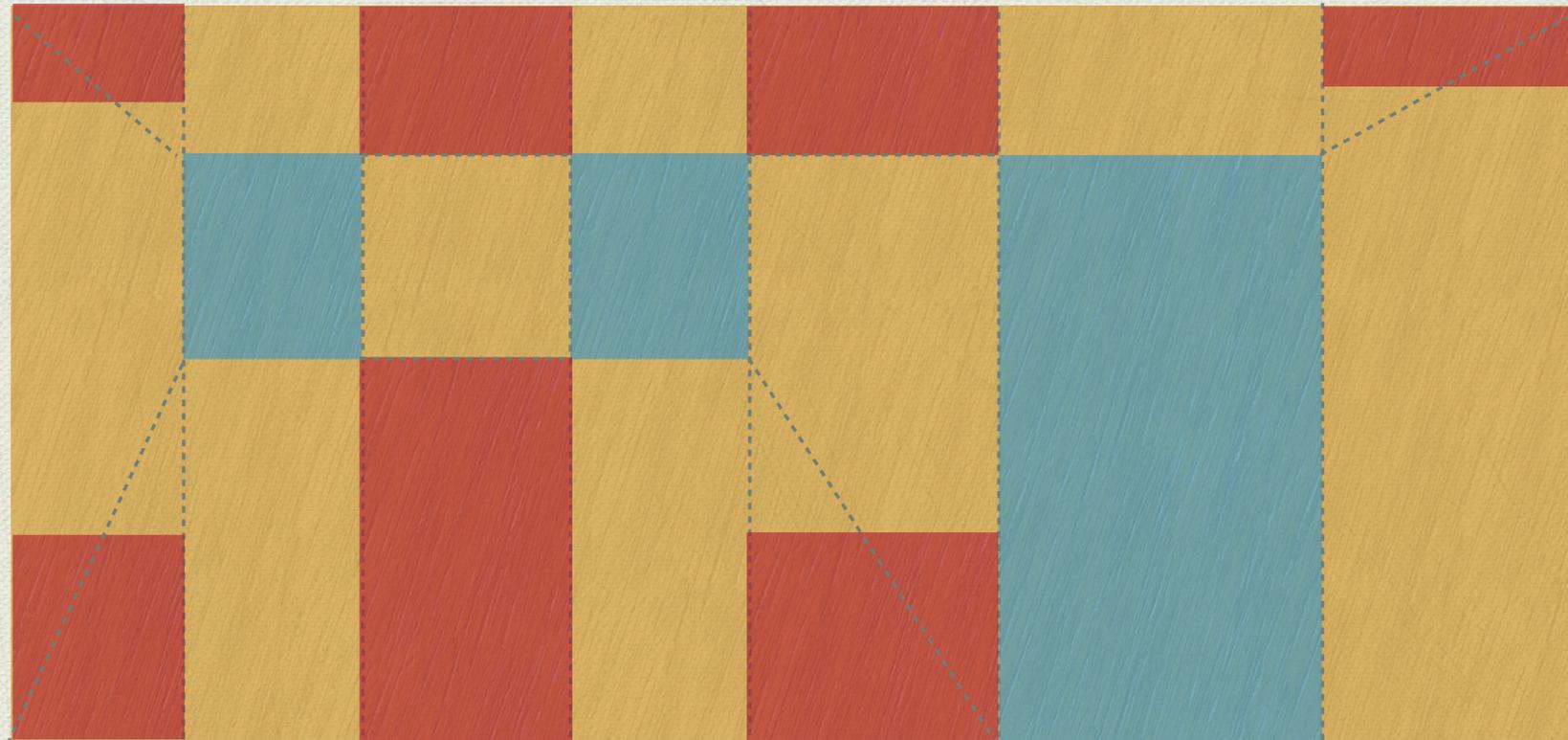
- ◆ Le fasce superiori e inferiori si deformano a taglio per scorrimento orizzontale
- ◆ La deformazione orizzontale a taglio delle fasce è dello stesso ordine di grandezza di quella dei maschi murari
- ◆ Per murature con aperture piccole rispetto ai pannelli murari la deformazione a taglio è predominante e quella a flessione spesso trascurabile
- ◆ Il considerare le fasce rigide porta ad un errato calcolo della deformazione e della rigidezza a sfavore della sicurezza con una sovrastima a volte anche esagerata

Risultati assurdi

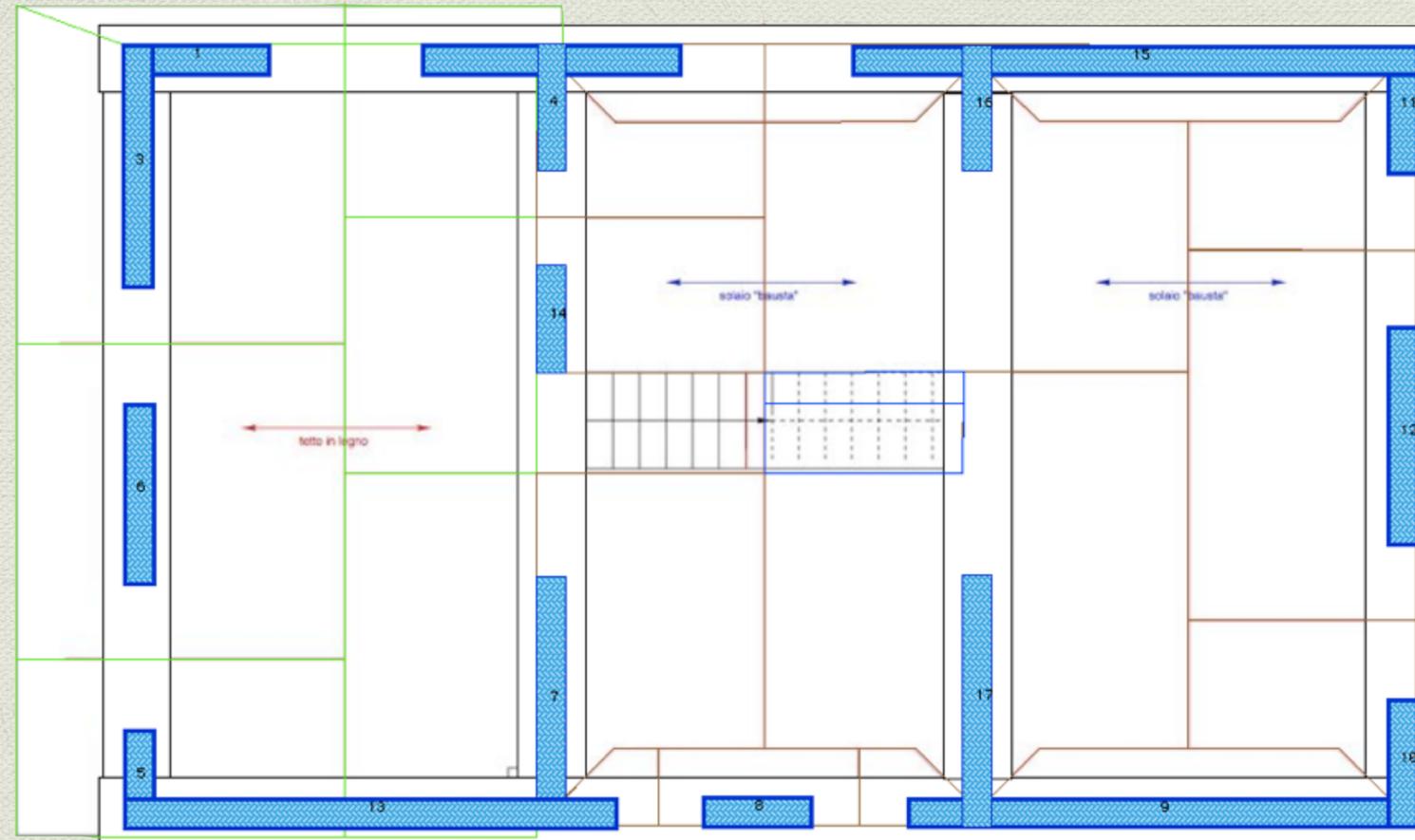


- ◆ Confrontiamo un pannello prima e dopo l'apertura di una finestra
- ◆ Con il metodo del telaio equivalente la deformazione dopo la creazione dell'apertura è minore di quella del pannello senza apertura!
- ◆ La rigidità del pannello con l'apertura risulta quindi superiore a quella del pannello con senza l'apertura!
- ◆ Considerare i maschi murari alti quanto il piano e a doppio incastro fornisce un risultato molto più vicino alla realtà.

Telaio equivalente “corretto”



- ◆ Per evitare i problemi visti in precedenza alcuni programmi adottano degli stratagemmi per ridurre la dimensione dei nodi rigidi
- ◆ A sinistra un esempio dove, tramite costruzioni geometriche, le parti rigide rosse sono state ridotte



Esempio di edificio in muratura ordinaria

Effettuiamo un calcolo di un edificio in campo lineare e non lineare

Analisi dei carichi sui setti

- ◆ Se un setto è completamente scarico non sarà mai verificato
- ◆ Se l'orditura dei solai è parallela al setto se ne considera comunque una striscia gravante sul setto la cui larghezza dipende dal tipo di solaio:
 - ◆ metà travicello per i solai in legno
 - ◆ metà interasse per i solai in profilati metallici
 - ◆ circa interasse travetti per i solai in laterizio (tenendo conto di un effetto lastra)

Distribuzione delle forze sismiche

- ◆ Nel caso di calcolo lineare si utilizza una distribuzione lungo l'altezza dell'edificio:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j$$

- ◆ Nel caso di calcolo non lineare si deve considerare anche una distribuzione uniforme delle accelerazioni lungo l'altezza dell'edificio
- ◆ Nelle costruzioni in muratura è sempre peggiore la prima condizione

Eccentricità accidentale

- ◆ Per tenere conto delle numerose incertezze (direzione effettiva del sisma, distribuzione dei carichi, moduli elastici) l'eccentricità fra baricentro delle masse e delle rigidezze deve essere aumentata
- ◆ Il valore è di almeno 0,05 volte la dimensione dell'edificio perpendicolarmente al sisma

Verifica a taglio

Murature ordinate

$$V_t = l' t f_{vd} \quad (7.8.3)$$

l' lunghezza della parte compressa

t spessore della parete

$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$ è definito al § 4.5.6.1 delle norme NTC, calcolando la tensione normale media (indicata con σ_n nel paragrafo citato) sulla parte compressa della sezione ($\sigma_n = P / (l't)$).

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a taglio può essere calcolata ponendo **$f_{vd} = f_{vk}/0,7 + 0,4\sigma_n$** .

Murature disordinate

$$V_t = l \cdot t \frac{1,5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5\tau_{0d}}} = l \cdot t \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad (C 8.7.1.6)$$

l lunghezza del setto

t spessore del setto

b snellezza = h/l , con un minimo di 1 e un massimo di 1,5

- ◆ E' considerata resistente a taglio solo la parte compressa del setto
- ◆ Se la risultante delle forze verticali cade fuori del setto, il setto non è verificato, indipendentemente dalle caratteristiche del materiale
- ◆ La circolare del 2009 propone una relazione diversa per murature disordinate o di cattiva qualità
- ◆ Lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,4% dell'altezza del piano

In caso di sezione interamente reagente abbiamo

$$T_u = lt \left(\frac{f_{vk}}{0,7} + 0,4\sigma_m \right)$$

Altrimenti

$$T_u = l't \left(\frac{f_{vk}}{0,7} + 0,4\sigma_m \right)$$

$$l' = 3 \left(\frac{l}{2} + \frac{T_u h}{2N} \right)$$

Risolvendo il sistema di 2 equazioni in 2 incognite

$$T_u = \frac{6Nl + 0,4N^2 h}{2N + 3th \frac{f_{vk}}{0,7}}$$

T_u : taglio ultimo

l : lunghezza setto

t : spessore setto

l' : lunghezza compressa

N : carico assiale

Taglio ultimo e lunghezza compressa sono tra loro correlate. In caso di doppio incastro T_u genera un momento

$$M = T_u \cdot h / 2$$

un'eccentricità

$$e = M / N$$

per cui

$$l' = 3 \cdot (l/2 - e)$$

Il taglio ultimo è quello che risulta dall'equilibrio delle equazioni al lato, infatti un taglio maggiore genererebbe un l' minore e non sarebbe possibile.

Esempio verifica a taglio calcolo lineare

n.	Eb m	Beta	Area m ²	T t	T ult t	fvd	*
1	0.731	0.038	0.450	1.13	0.61	35.73	*
2	0.558	0.871	0.798	2.51	8.44	12.15	
3	0.776	0.569	0.750	3.31	5.36	12.58	
4	0.394	0.591	0.390	0.99	3.41	14.80	
5	0.271	0.688	0.300	0.56	2.60	12.58	
6	0.542	0.626	0.558	2.03	4.46	12.77	
7	0.318	1.000	0.777	3.75	11.27	14.51	
8	0.165	1.000	0.339	0.47	4.24	12.52	

Esempio verifica a taglio calcolo non lineare

ATTENZIONE: il piano non è verificato, T_u/T si riferisce a forze di taglio T presenti al momento del collasso del piano

n.	T t	T ultimo t	T_u/T	*
1	1.14	1.14	1.00	*
2	5.53	5.53	1.00	
3	4.88	4.88	1.00	
4	1.43	1.43	1.00	
5	1.01	1.03	1.02	
6	3.29	3.29	1.00	
7	12.67	12.67	1.00	
8	1.58	1.63	1.04	

Pressoflessione nel piano

$$M_u = (l^2 t \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0,85 f_d) \quad (7.8.2)$$

$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura in caso di calcolo lineare.

in caso di calcolo non lineare $\gamma_M = 1$

- ◆ Anche questo caso è fortemente influenzato dai carichi verticali e i setti scarichi sono fortemente penalizzati
- ◆ Rispetto alle norme precedenti non si considera la resistenza a trazione del materiale
- ◆ Lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,6% dell'altezza del piano

Esempio pressoflessione lineare

Setto	N	M	Sigma medio	M Ultimo	cs	*
n.	t	tm	t/mq	t/mq		
1	2.205	1.612	4.90	1.62	1.002	
2	7.462	4.161	9.35	9.49	2.280	
3	5.501	4.270	7.33	6.64	1.555	
4	5.524	2.177	14.16	3.35	1.540	
5	2.659	0.719	8.86	1.27	1.771	
6	4.844	2.623	8.68	4.32	1.647	
7	17.513	5.562	22.54	20.27	3.645	
8	4.273	0.705	12.61	2.27	3.221	

Esempio pressoflessione non lineare

ATTENZIONE: il piano non è verificato, M_u/M si riferisce a momenti M presenti al momento del collasso del piano

Setto	M	M Ultimo	M_u/M
n.	t_m	t_m	
1	1.632	1.63	1.002
2	9.185	9.71	1.057
3	6.301	6.76	1.072
4	2.123	5.00	2.353
5	1.302	1.30	1.000 *
6	4.249	4.41	1.038
7	18.820	21.48	1.141
8	2.343	2.34	1.000 *

Pressoflessione fuori piano

$$N_d \leq \Phi_1 f_{dt} l$$

N_d è il carico verticale totale agente sulla sezione del muro oggetto di verifica.

Φ_1 è valutato tramite la tabella 4.5.III delle NTC, ponendo $m = 6e/l$ dove l è la lunghezza del muro, e ponendo $\lambda = 0$.

t = spessore e l = lunghezza del setto. (vedi paragrafo 4.5.6.2 NTC)

- ◆ L'azione sismica applicata è calcolata in base al periodo di vibrazione del pannello murario, non quello dell'intera struttura.
- ◆ Il coefficiente di struttura adottato è quello per le strutture secondarie
- ◆ La combinazione dei carichi utilizzata per questa verifica è $G1 + G2 + E$, senza i carichi variabili perché favorevoli

Tabella 4.5.III

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

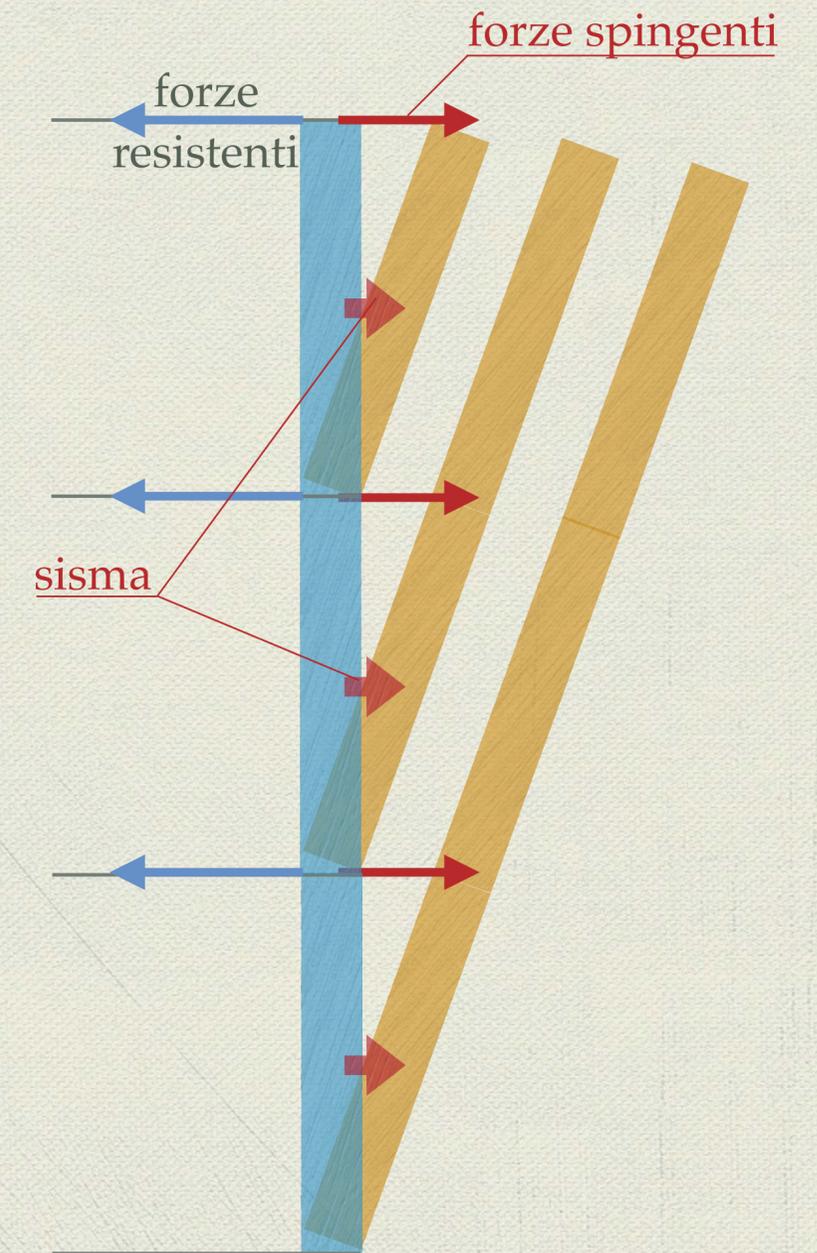
Snellezza λ	Coefficiente di eccentricità $m=6 e/t$				
	0	0,5	1,0	1,5	2,0
0	1,00	0,74	0,59	0,44	0,33
5	0,97	0,71	0,55	0,39	0,27
10	0,86	0,61	0,45	0,27	0,16
15	0,69	0,48	0,32	0,17	---
20	0,53	0,36	0,23	---	---

Esempio pressoflessione fuori piano

Setto	N	M	Sigma max	N ultimo	Sd/g	CS
n.	t	t _m	t/mq	t		
1	2.205	0.064	8.10	68.02	0.09	30.849
2	7.462	0.163	20.92	89.19	0.10	11.951
3	5.501	0.084	12.40	110.92	0.09	20.165
4	6.802	0.061	31.30	54.32	0.09	7.986
5	2.659	0.033	15.24	43.62	0.09	16.406
6	4.844	0.062	14.90	81.28	0.09	16.780
7	17.513	0.121	38.43	113.92	0.09	6.505
8	4.273	0.053	25.49	41.92	0.09	9.809

Verifica a ribaltamento

- ◆ Considera tutte le forze spingenti (sisma, tetti spingenti, volte ecc) e le forze resistenti, rappresentate da mezzi di ancoraggio quali tiranti, ferri, cordoli, travi ancorate ecc)
- ◆ E' una verifica di tipo cinematico e considera tutti i meccanismi di moto rigido che comportano il ribaltamento delle cortine murarie verso l'esterno dell'edificio
- ◆ DomusWall ricostruisce automaticamente le cortine murarie raggruppando i setti costituenti in base alle loro caratteristiche geometriche
- ◆ In generale gli edifici non sono verificati quando le murature non sono ancorate e sono verificati dopo aver provveduto ad operazioni di ancoraggio. Ad esempio bastano i ferri dei travetti ancorati nel cordolo per avere delle forze resistenti adeguate.



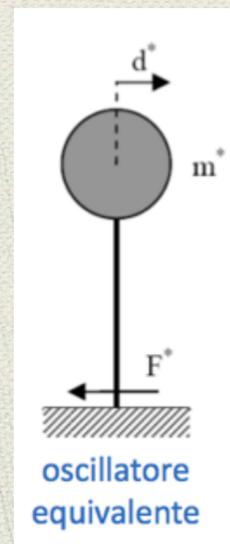
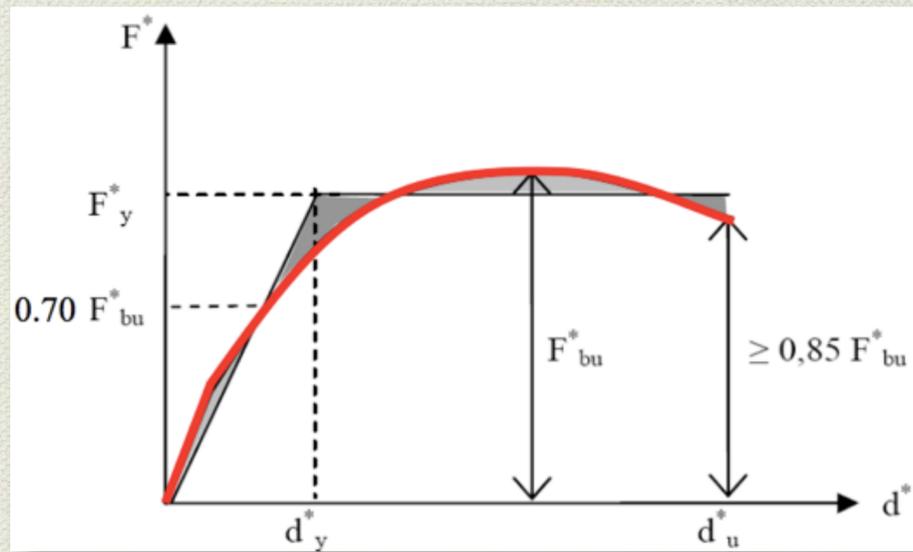
Esempio verifica al ribaltamento

Setto	Momento Ribaltante	Momento Resistente	Cequ
n.	tm	tm	
1	0.319	0.331	1.035
2	1.423	24.380	17.136
3	1.247	12.435	9.970
5	0.670	5.043	7.530
6	1.208	9.364	7.753
8	0.920	12.329	13.398

Calcolo non lineare

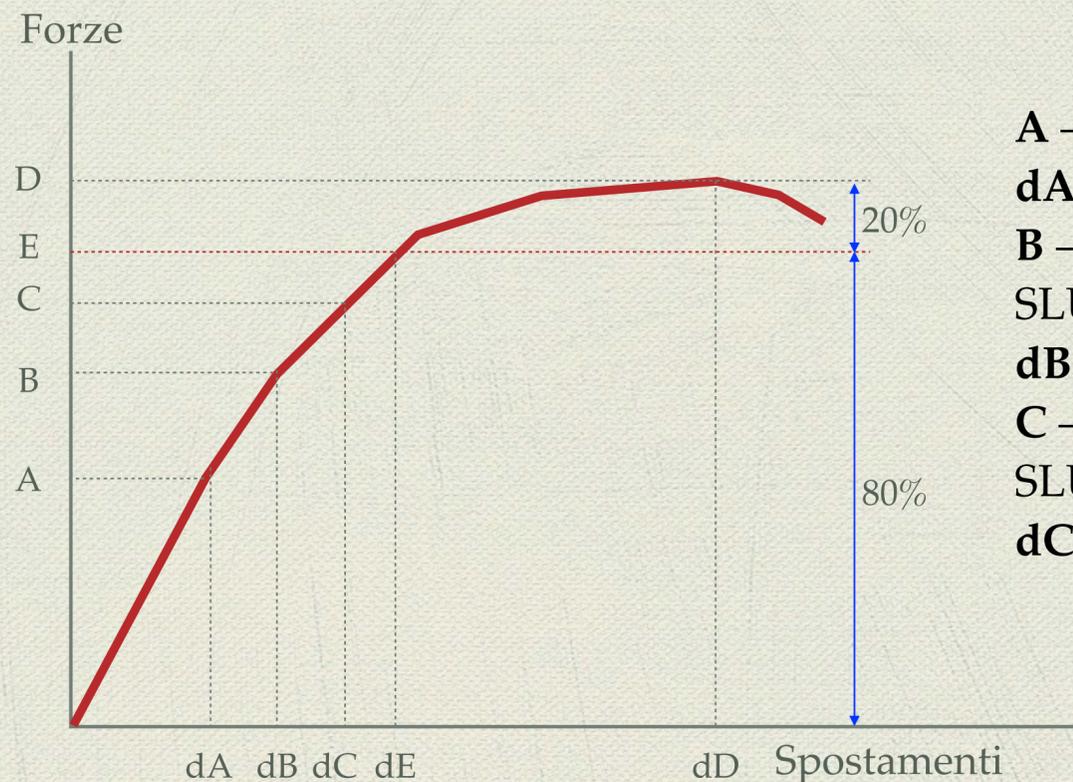
- ◆ Si considera il comportamento elasto-plastico dei materiali
- ◆ Procedimento iterativo fino al collasso dell'edificio (Push Over)
- ◆ Metodo del pendolo equivalente (per tutte le strutture)
- ◆ C.M. 02/02/2009, n.617 (per edifici in muratura)

Metodo del pendolo equivalente



- ◆ La curva di capacità della struttura consente:
 - ◆ individuare la capacità della struttura in termini di spostamento per SLU
 - ◆ costruire la bilatera corrispondente all'oscillatore elasto-plastico equivalente ad 1 GdL dal quale, tramite gli spettri di risposta, si determina la richiesta in termini di spostamento
 - ◆ la verifica è un confronto fra capacità e risposta
 - ◆ il metodo è più adatto a strutture in CA o in acciaio

Calcolo non lineare C.M. 02/02/2009 n. 617



A – Azione sismica di progetto relativa allo SLE

dA – Spostamento corrispondente allo SLE

B – Azione sismica di progetto relativa allo SLU

dB – Spostamento relativo allo SLU

C – Forza corrispondente all'azione sismica SLU aumentata del 25%

dC – Spostamento relativo alla forza C

D – Forza reattiva massima del piano o dell'edificio

dD – Spostamento relativo alla forza reattiva massima

E – Capacità reattiva massima di riferimento ($D - 20\%$)

dE – Spostamento corrispondente a E, rappresenta la capacità di spostamento del piano o dell'edificio

- ♦ La forza sismica applicata alla struttura è aumentata passo-passo fino a determinare la forza reattiva massima
- ♦ Si considera come capacità reattiva dell'edificio o del piano quella corrispondente all'80% della massima
- ♦ L'edificio è verificato se la capacità reattiva è uguale o superiore all'azione sismica applicata e se tutte le verifiche dei setti sono verificate
- ♦ Questo metodo, introdotto dalla C.M. 02/02/2009, ha un utilizzo semplice ed è più adatto agli edifici in muratura del metodo PushOver con il pendolo equivalente.

Calcolo lineare e non lineare

- ◆ Nel caso di analisi elastica con il fattore q (analisi lineare statica ed analisi dinamica modale con coefficiente di struttura), i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali.
- ◆ Nel caso di analisi non lineare, i valori di calcolo delle resistenze da utilizzare sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza. (vedi C.8.7.1.5).
- ◆ In alcuni casi il calcolo non lineare risulta punitivo rispetto a quello lineare, specialmente nelle verifiche a taglio per scorrimento. Le azioni sismiche nel calcolo lineare risultano più basse, perché ridotte dal fattore di struttura, che può essere superiore a 3, mentre la riduzione dovuta al coefficiente di smorzamento convenzionale utilizzato nel calcolo non lineare varia tra il 8 e il 15% (alcuni uffici chiedono di utilizzare comunque il 5% dello spettro elastico). Questo aumento è in parte bilanciato dall'utilizzo dei valori caratteristici dei materiali non ridotti del coefficiente parziale e in parte dalla maggiore resistenza ottenuta per la riserva di resistenza in campo plastico.
- ◆ La verifica a taglio tiene conto solo della parte del setto compressa, se la risultante delle azioni cade fuori della sezione del setto la parte compressa è nulla ed il setto non è verificato. In caso di calcolo non lineare le azioni orizzontali possono essere maggiori e quindi facilmente la risultante è fuori della sezione e l'aumento di valore dei fattori di resistenza non fornisce nessun contributo, perché la parte compressa è nulla.

Quando effettuare il calcolo non lineare

- ◆ Per la verifica di sistemi misti, ad esempio murature con rinforzi in acciaio, è obbligatorio utilizzare un sistema di calcolo non lineare.
- ◆ Quando sia necessario determinare la capacità di resistenza sismica di un edificio il calcolo non lineare permette di calcolare lo spettro sismico e l'accelerazione sismica relativi alla struttura e confrontarli con i valori di riferimento per il sito.
- ◆ Nei progetti di miglioramento il calcolo non lineare è in grado in modo semplice ed immediato di evidenziare il miglioramento in funzione della maggiore capacità sismica dell'edificio modificato.
- ◆ Nelle situazioni molto complesse il calcolo non lineare è in grado di meglio valutare le capacità di sopra-resistenza della struttura. In alternativa è possibile utilizzare il calcolo lineare, ma con il coefficiente di struttura calcolato tramite il calcolo non lineare.

Indicatori globali di capacità sismica

- ◆ **PGA dlv**: accelerazione orizzontale massima del sito di riferimento rigido orizzontale. In pratica corrisponde alla massima accelerazione al sito espressa in termini di A_g/g per lo SLV.
- ◆ **PGA clv**: accelerazione orizzontale massima sul sito di riferimento rigido orizzontale che può essere sostenuta dall'edificio rispettando lo SLV. In pratica si tratta dell'accelerazione massima al sito sopportabile dall'edificio espressa sempre sotto forma di A_g/g .
- ◆ **α** : $PGA\ dlv / PGA\ clv$. E' un indicatore globale di sicurezza. Se superiore a 1.25 l'edificio è verificato ed in grado di assorbire con sicurezza l'accelerazione di progetto. Il valore di confronto è 1.25 e non 1.00 perché nel calcolo non lineare l'edificio deve avere una capacità reattiva superiore almeno del 25% rispetto al terremoto di progetto.
- ◆ **Miglioramento**: se “ $PGA\ clv\ progetto > PGA\ clv\ attuale$ ” si ha un miglioramento della capacità

Esempio verifica al ribaltamento

INDICATORI GLOBALI DI SICUREZZA DELL'EDIFICIO

PGA dlv edificio	:	0.140
PGA clv edificio	:	0.040
PGA clv/PGA dlv (indicatore alfa) ..	:	0.289
Resistenza elastica direzione X	:	21.193
Resistenza ultima direzione X	:	26.951
Resistenza elastica direzione Y	:	36.029
Resistenza ultima direzione Y	:	63.314
Rapporto Alfa_u/Alfa_1	:	1.145

Verifiche non sismiche

- ◆ Combinazione con vento nelle due direzioni X e Y: $1.3 G_1 + 1.5 G_2 + 1.5 V + 1.5 Q_{eps}$
- ◆ Combinazione senza vento per carichi verticali: $1.3 G_1 + 1.5 G_2 + 1.5 Q$
- ◆ Le verifiche locali sono a pressoflessione nel piano dei setti, a pressoflessione con il vento perpendicolare al piano dei setti e a taglio, oltre alla verifica globale dell'edificio in campo elastico lineare.
- ◆ Per le verifiche con vento perpendicolare alle pareti i carichi variabili sono considerati assenti.
- ◆ L'azione del vento è normalmente secondaria rispetto all'azione sismica per gli edifici in muratura
- ◆ La situazione per carichi verticali è normalmente quella che genera le maggiori pressioni in fondazione

Le caratteristiche delle murature

- ◆ Le norme prevedono una serie di prove sui materiali delle murature degli edifici esistenti per definire la classe di conoscenza, ma sono di difficile esecuzione
- ◆ Gli edifici esistenti sono normalmente abitati
- ◆ Spesso impossibile e comunque costosissimo fare prove esaustive
- ◆ Caratteristiche note praticamente solo per nuove costruzioni
- ◆ In pratica si va a “occhio”, in senso letterale, con indagini visive per individuare le caratteristiche e le tipologie di muratura.

Fattore di confidenza

Tabella C8A.1.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.35
LC2			Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

- ❖ I valori delle caratteristiche dei materiali sono ridotti in funzione dei fattori di confidenza, che variano da 1 a 1,35 in funzione delle indagini in situ (limitate, estese o esaustive)
- ❖ Vedi a questo proposito la tabella C8A.1.1 Della circolare 2-2-09.
- ❖ E' molto difficile arrivare al $FC = 1$, che in pratica può essere utilizzato solo per edifici nuovi

Caratteristiche dei materiali

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, 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 a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	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	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

- La circolare di attuazione fornisce i dati per una serie di materiali di riferimento. Questi valori possono essere utilizzati in mancanza di prove di laboratorio con $FC = 1,35$.
- Per $FC = 1,35$ si deve utilizzare il valore minimo della resistenza e il valore medio dei moduli elastici.
- Per $FC = 1,2$ si deve utilizzare il valore medio della resistenza e il valore medio dei moduli elastici.

Resistenza calcolate

Tabella 11.10.V - Valori di f_k per murature in elementi artificiali pieni e semipieni (valori in N/mm^2)

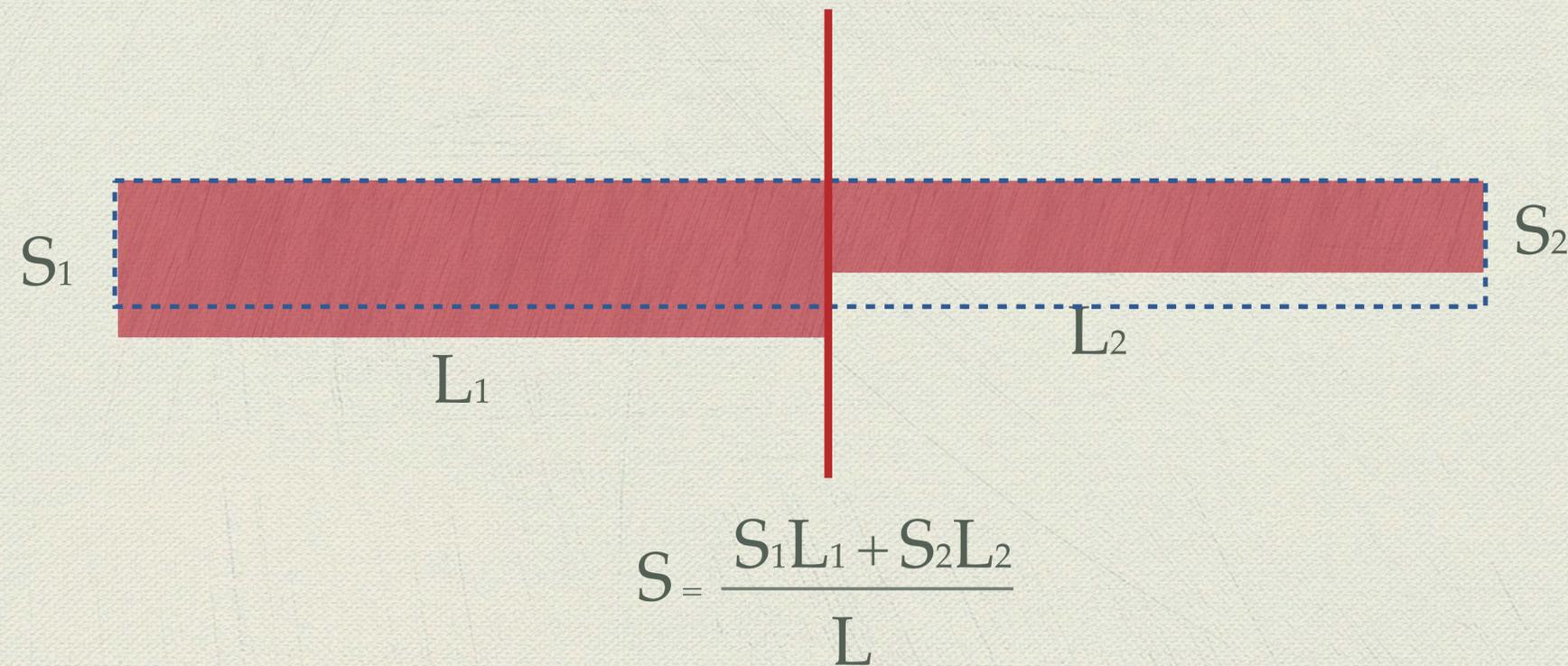
Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento N/mm^2	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	--

- La resistenza della muratura può essere calcolata in funzione della resistenza del blocco e della classe della muratura.
- Le norme forniscono alcune tabelle per il calcolo di f_{bk} .
- Il programma gratuito DomuSismi fornisce le resistenze delle murature per diverse combinazioni elementi-malta.

Tabella 11.10.VI- Valori di f_k per murature in elementi naturali di pietra squadrata (valori in N/mm^2)

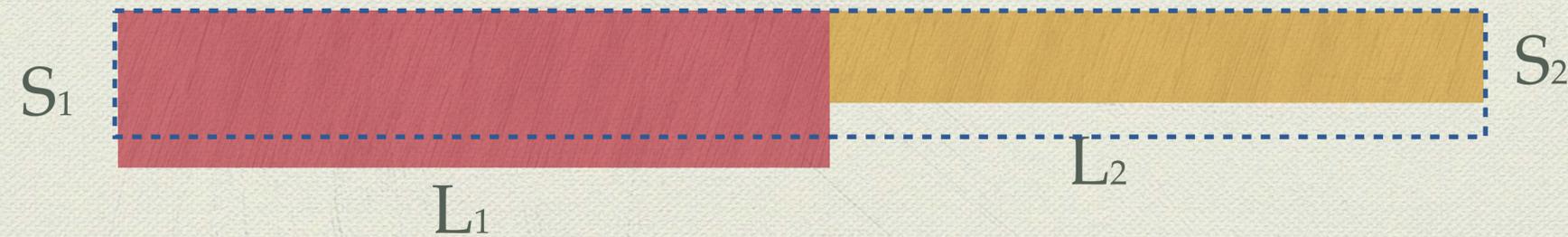
Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,0	1,0	1,0	1,0
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
≥ 40,0	14,3	12,0	10,4	--

Casi particolari - Spessori variabili



- E' errato considerare i setti separati, perché dà luogo ad una rigidezza inferiore a quella effettiva
- Una approssimazione migliore è considerare un setto unico di area equivalente

Casi particolari - Spessori e materiali variabili



$$S = \frac{S_1 L_1 + S_2 L_2}{L}$$

$$f_{vk} = \frac{f_{vk1} S_1 L_1 + f_{vk2} S_2 L_2}{S_1 L_1 + S_2 L_2}$$

$$f_k = \min(f_{k1}, f_{k2})$$

$$E = \frac{E_1 S_1 L_1 + E_2 S_2 L_2}{S_1 L_1 + S_2 L_2}$$

$$G = \frac{G_1 S_1 L_1 + G_2 S_2 L_2}{S_1 L_1 + S_2 L_2}$$

- E' errato considerare i setti separati, perché dà luogo ad una rigidezza inferiore a quella effettiva
- Una approssimazione migliore è considerare un setto unico di area equivalente

Tabella C8A.2.2 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella C8A.2.1) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; giunti sottili; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscela leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

- La tabella C8A.2.2 delle norme propone una serie di coefficienti correttivi per l'intonaco armato. I valori sono indicativi e devono essere ridotti per murature di spessore maggiore di 70 cm.
- Le norme non lo dicono espressamente, ma i valori dovrebbero essere aumentati per murature di piccolo spessore, come ad esempio murature ad una testa.
- Lo spessore strutturale del setto con intonaco armato con reti metalliche deve essere comprensivo dello spessore della parte strutturale in betoncino dell'intonaco stesso, escludendo lo spessore della finitura finale, se le due facce sono ben collegate con armature iniettate .

Analisi di una placcatura

Prima



$$L = 500 \text{ cm}$$
$$S_m = 45 \text{ cm}$$

Muratura in pietrame disordinata

$$E = 4350 \text{ DaN/cm}^2$$
$$G = 1450 \text{ DaN/cm}^2$$
$$f_d = 10,00 \text{ DaN/cm}^2$$
$$t_{od} = 0,20 \text{ DaN/cm}^2$$

Dopo



$$L = 500 \text{ cm}$$
$$S_m = 45 \text{ cm}$$
$$S_b = 4 + 4 \text{ cm}$$

Calcestruzzo

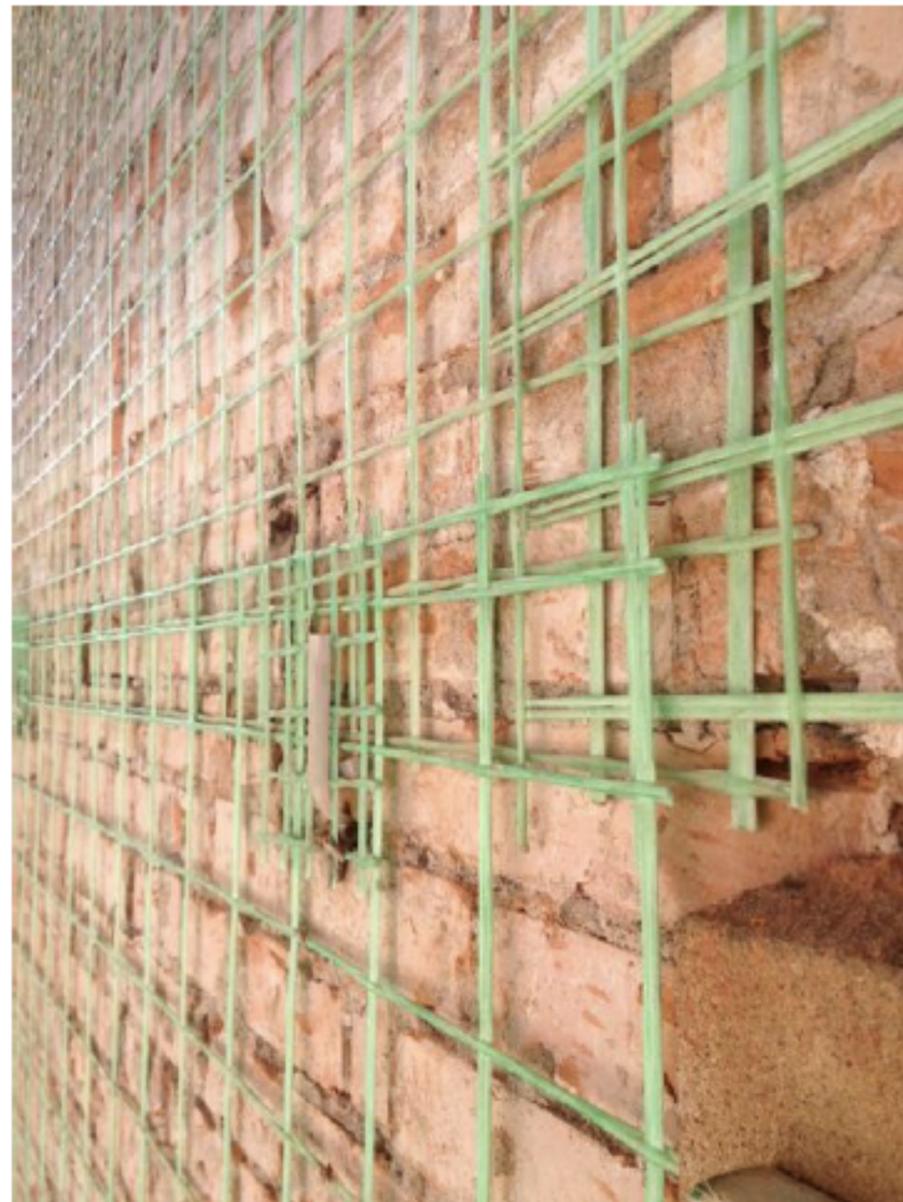
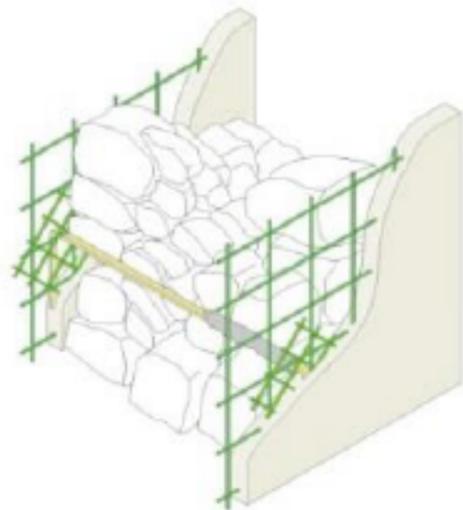
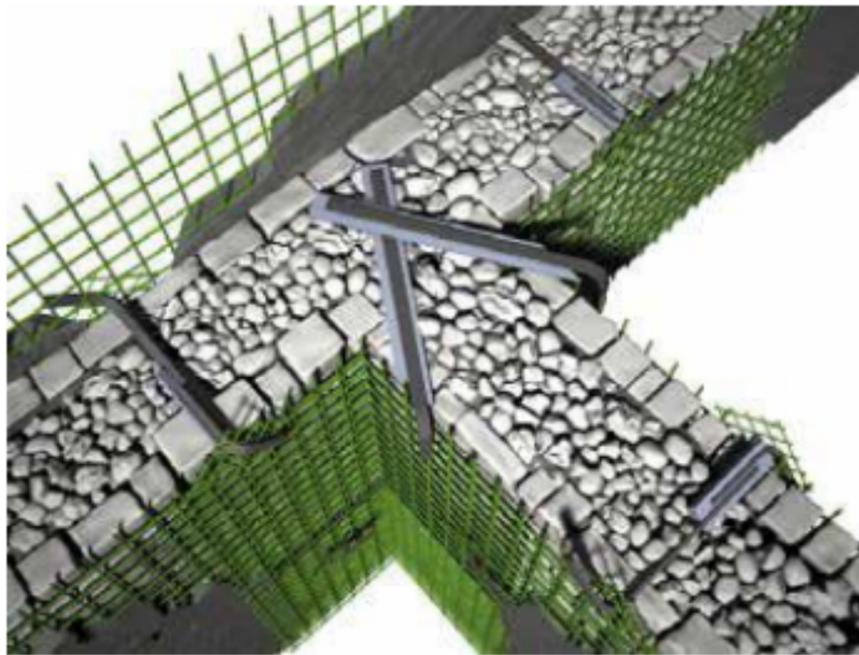
$$E = 142300 \text{ DaN/cm}^2$$
$$G = 62000 \text{ DaN/cm}^2$$
$$f_d = 166,7 \text{ DaN/cm}^2$$
$$t_{od} = 5,00 \text{ DaN/cm}^2$$

La tabella C8A.2.2 propone un coefficiente di miglioramento = 2,5

La situazione reale è molto dipendente dalla qualità dei collegamenti e dallo spessore

	Prima	Dopo
Rigidezza	82386 DaN/cm	591942 DaN/cm
Forza reattiva	33297 DaN	82386 DaN/cm
Coefficiente rigidezza $s=45$		7,18
Coefficiente resistenza $s=45$		4,30
Coefficiente rigidezza $s=53$		6,10
Coefficiente resistenza $s=53$		3,65

Esempio con GFRP 99S FiberBuild



$$G_{calc} = \xi \cdot G_m + 2 \cdot \left(G_{int} \cdot \frac{t_{int}}{t_m} \right)$$

Dove:

t_m spessore della muratura escluso il rinforzo;

t_{int} spessore dello strato di intonaco;

G_{int} indica il modulo di elasticità tangenziale della malta dell'intonaco che può essere ricavato da prove sperimentali o da indicazioni del produttore nel caso di malte premiscelate a prestazione garantita;

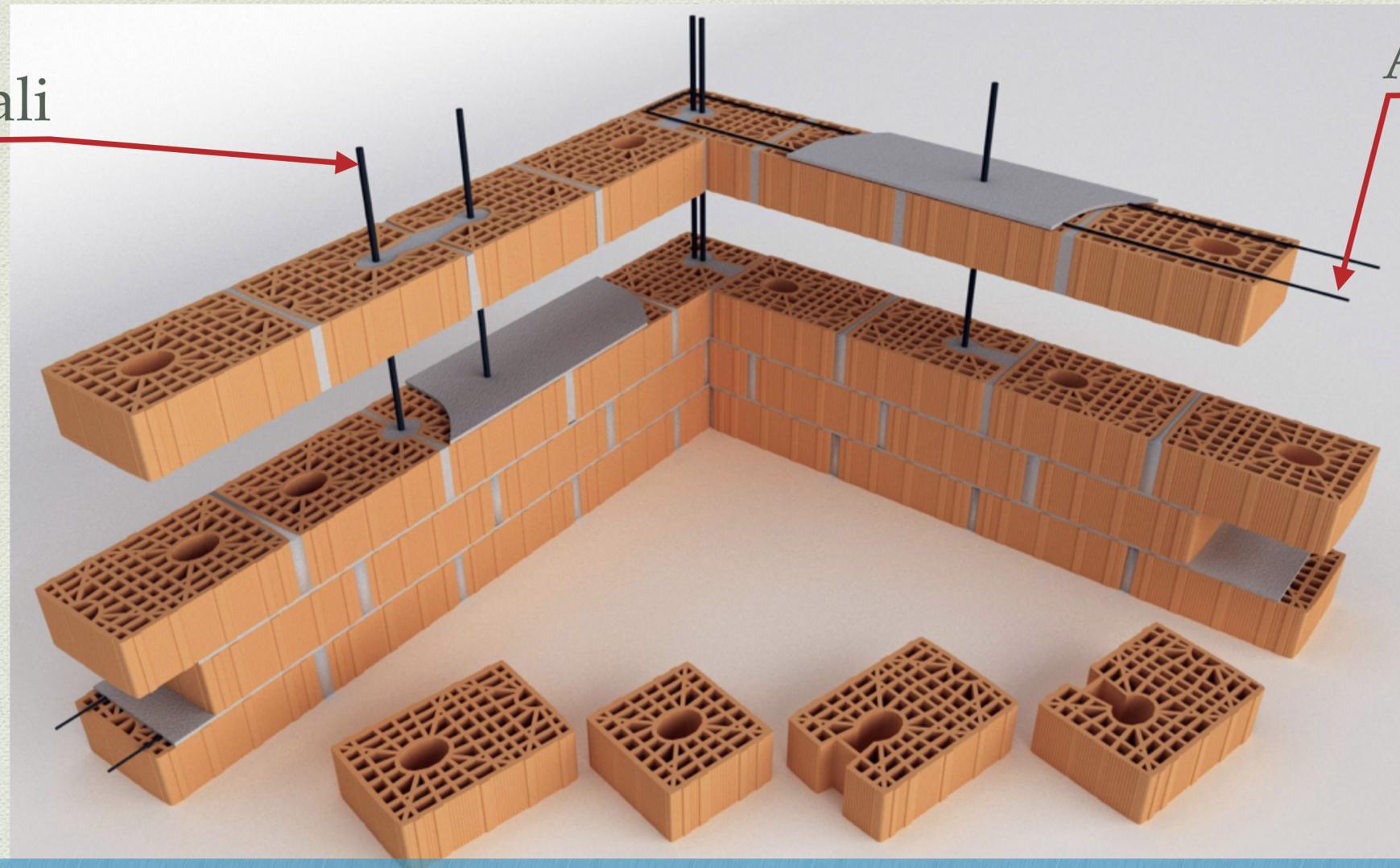
ξ coefficiente che tiene conto del confinamento dovuto all'intonaco armato sulla rigidità del materiale equivalente alla muratura rinforzata. I valori assunti da tale coefficiente sono riportati nella tabella sottostante

Coefficienti: mattoni singolo paramento 1,3; pietra singolo paramento 1,5;
a sacco doppio paramento 1,3

Muratura armata

Armature verticali

Armature orizzontali



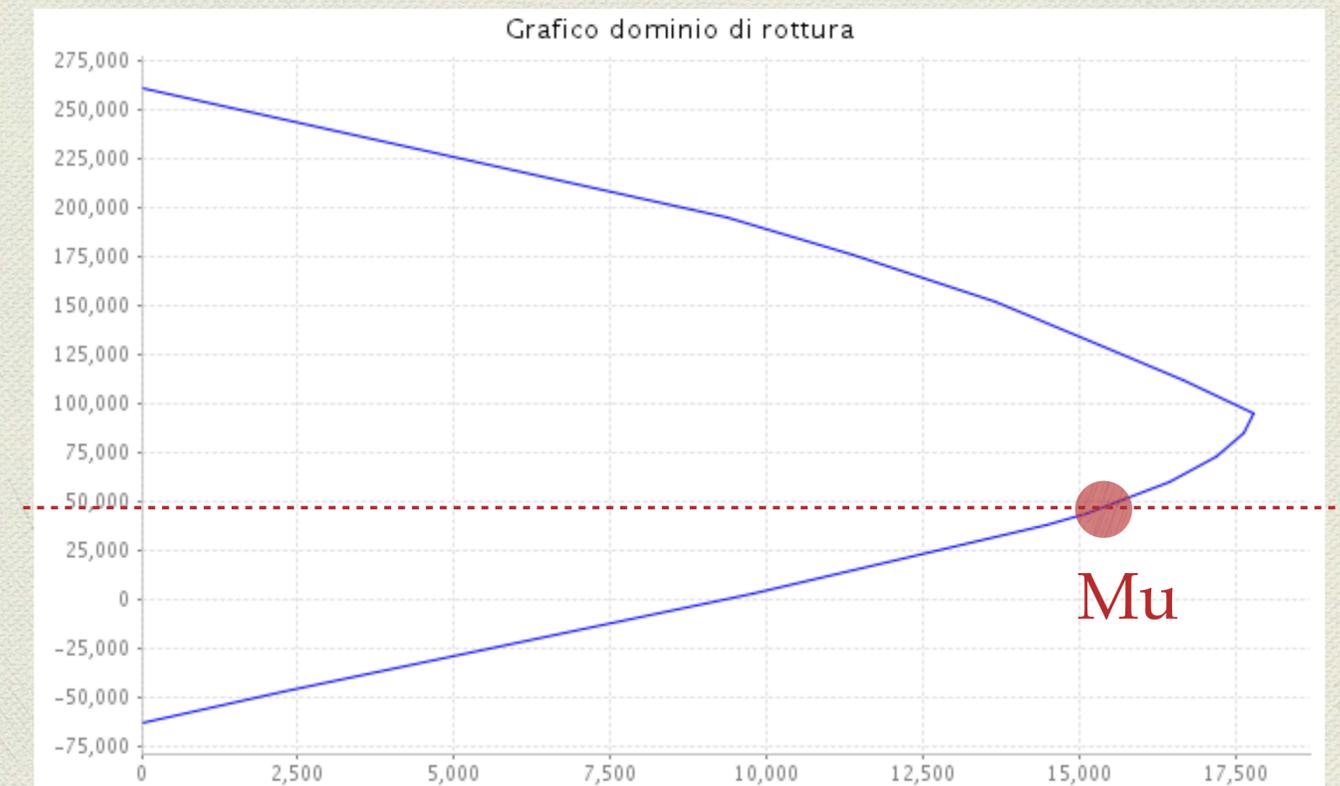
Esempio di edificio in muratura armata

Caratteristiche della muratura armata

- ◆ Risolve la mancanza di resistenza a trazione della muratura ordinaria
- ◆ Fornisce maggiore resistenza, duttilità e capacità dissipativa
- ◆ Spessori minori delle pareti e pareti più snelle
- ◆ Minori vincoli geometrici

Murature armate: pressoflessione

- Per la verifica di sezioni pressoinflesse è assunto un diagramma delle compressioni rettangolare, con profondità $0,8 x$, dove x rappresenta la profondità dell'asse neutro, e sollecitazione pari a $0,85 f_d$. Le deformazioni massime da considerare sono pari a $\epsilon_m = 0,0035$ per la muratura compressa e $\epsilon_s = 0,01$ per l'acciaio teso.
- In pratica è una verifica uguale a quella per sezioni in cemento armato, dove cambia naturalmente la resistenza del materiale
- Dal dominio di rottura è possibile individuare il momento ultimo in funzione del carico assiale.



Esempio pressoflessione muratura armata

Setto	N	M	As	nf	N ultimo	M ultimo	*
n.	t	tm	cmq		t	tm	
1	15.598	8.761	4.02	2	15.913	23.215	
2	28.719	12.108	4.02	2	28.789	38.504	
3	17.481	9.179	4.02	2	17.628	25.041	
4	9.295	9.179	4.02	2	9.049	19.119	
5	28.802	12.108	4.02	2	28.789	38.504	
6	15.687	8.761	4.02	2	15.913	23.215	
7	36.011	17.369	4.02	2	36.242	72.995	
8	36.011	17.369	4.02	2	36.242	72.995	

nf: numero ferri totali nella sezione

Murature armate: taglio

- La resistenza a taglio (V_t) è calcolata come somma dei contributi della muratura ($V_{t,M}$) e dell'armatura ($V_{t,S}$), secondo le relazioni seguenti:

- $V_t = V_{t,M} + V_{t,S}$ (7.8.7)

- $V_{t,M} = d t f_{vd}$ (7.8.8)

- $V_{t,S} = (0,6d A_{sw} f_{yd})/s$

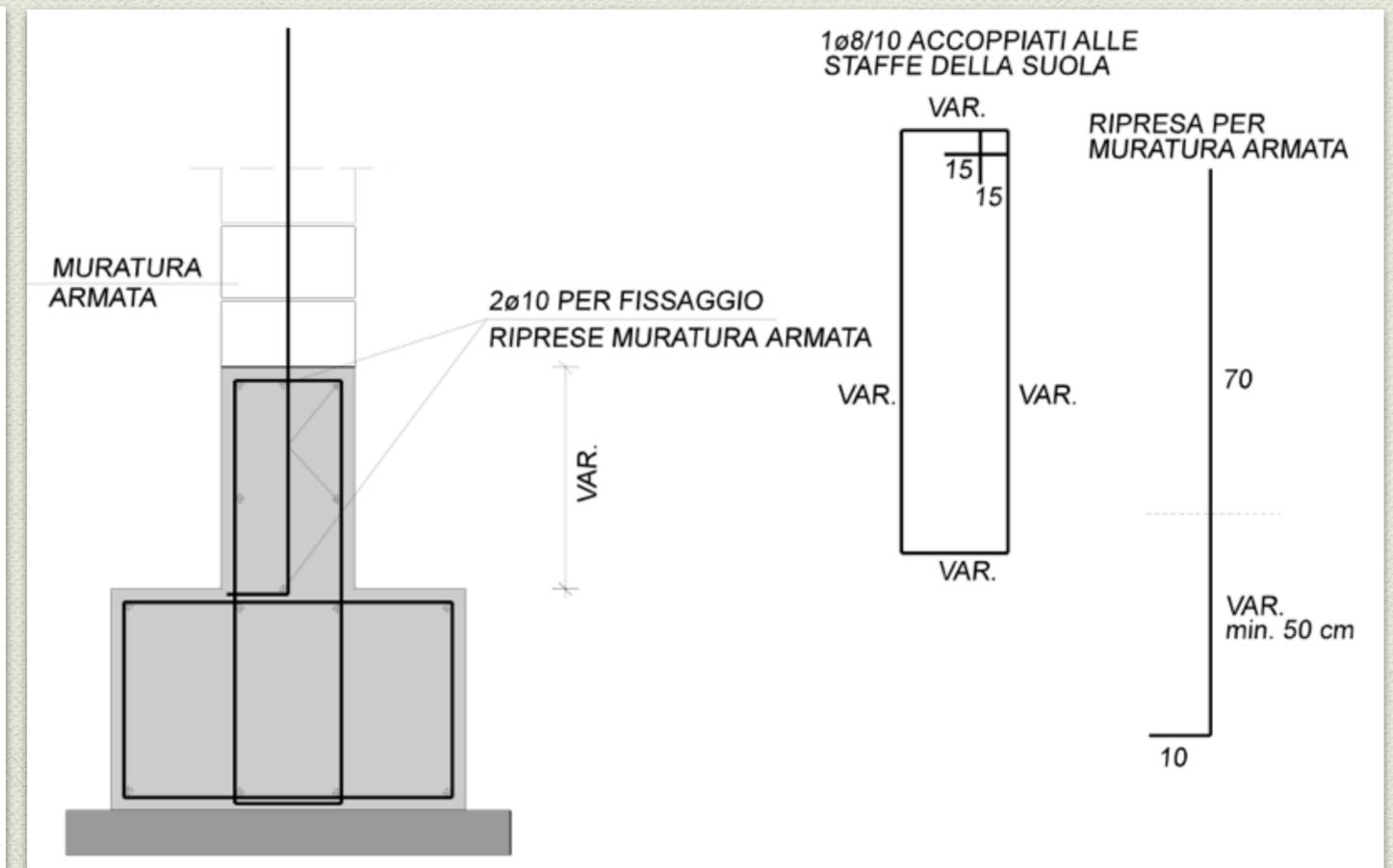
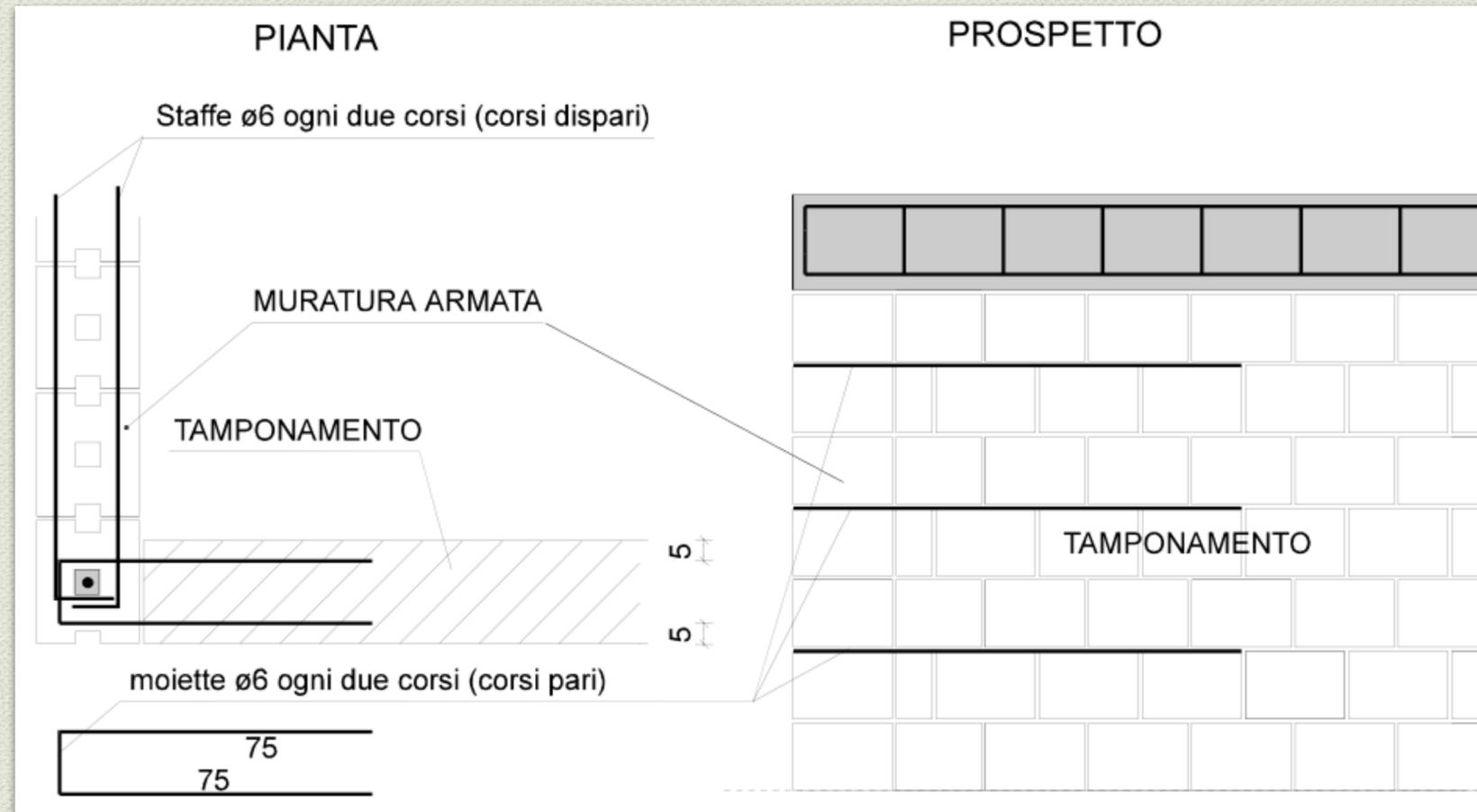
- Taglio massimo $< V_{tc} = 0,3 f_d t d$

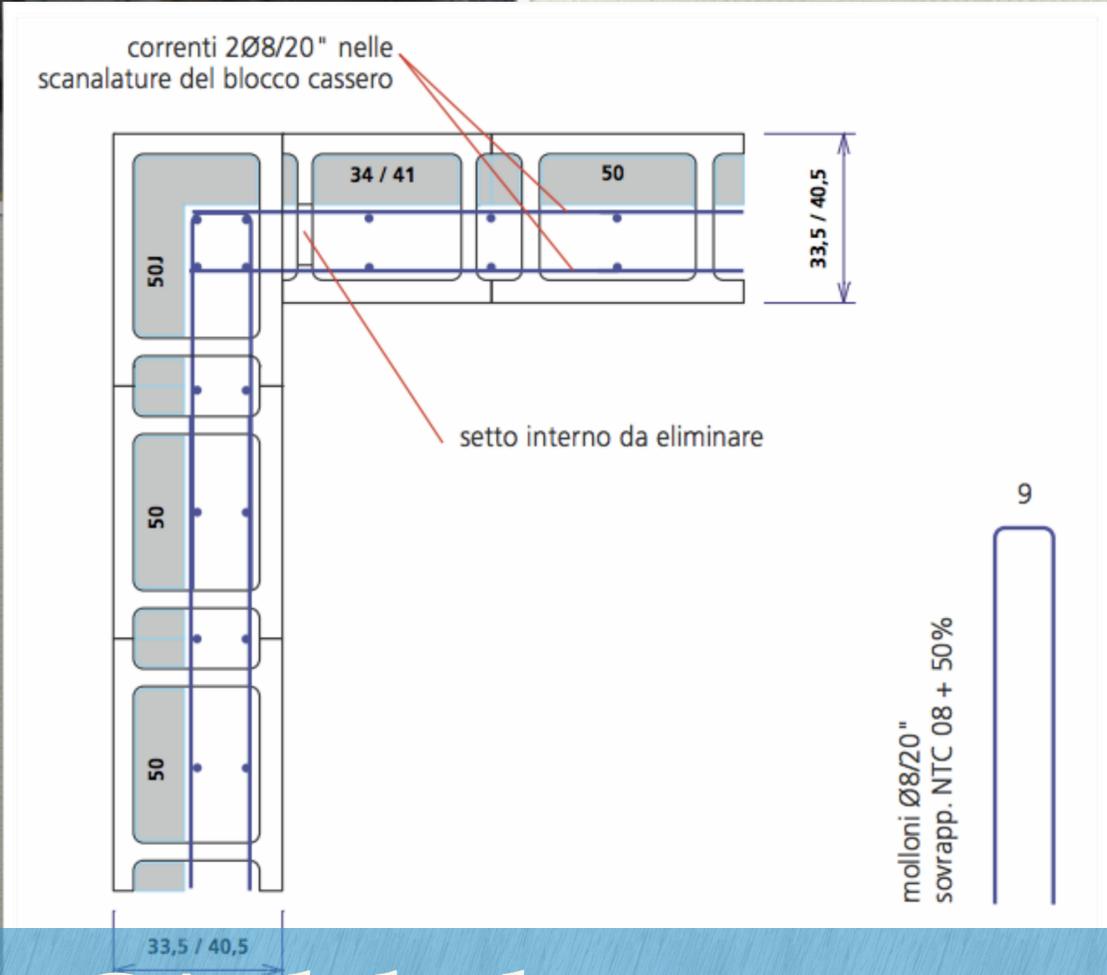
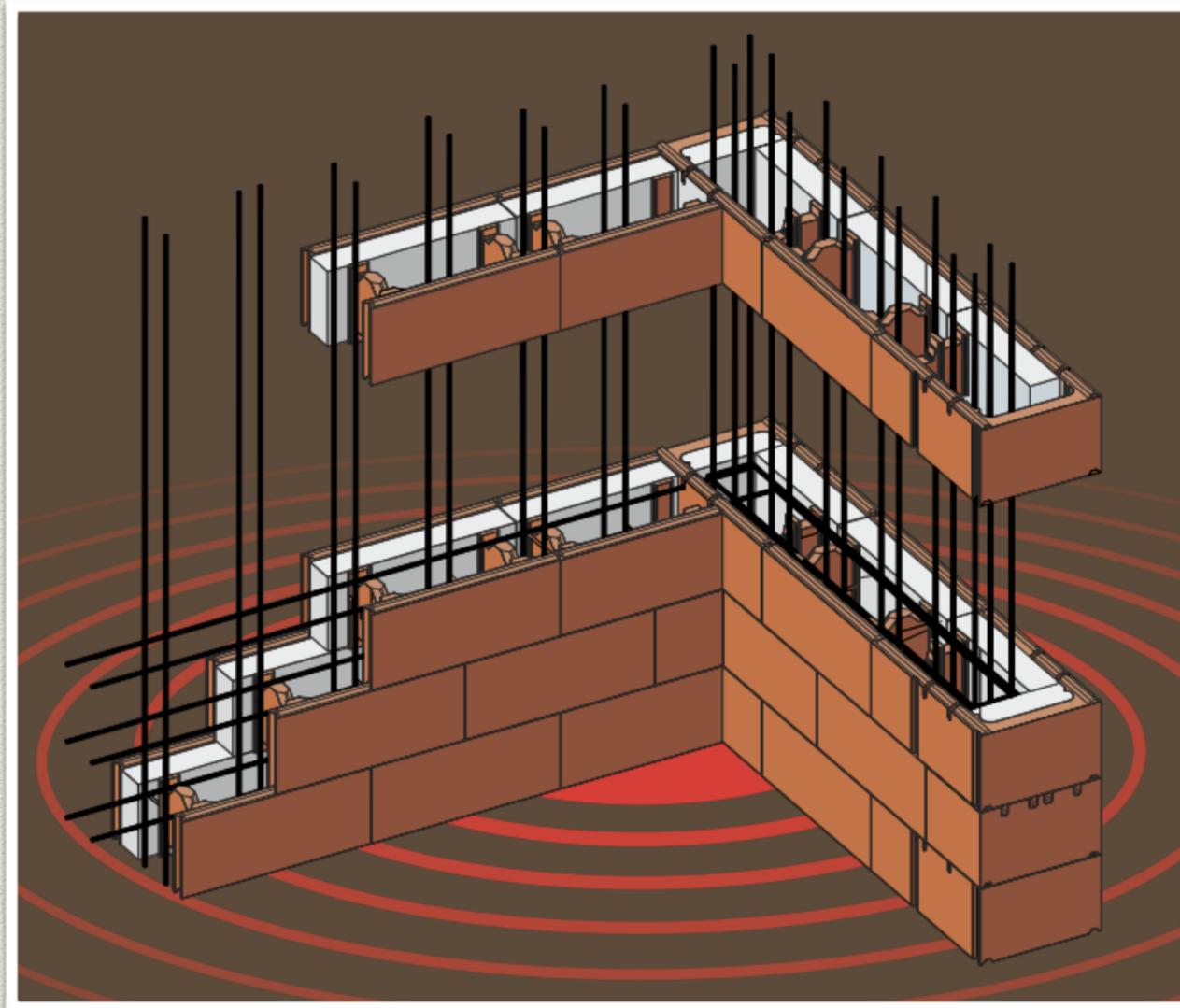
- d è la distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa
- t è lo spessore della parete
- $f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$ è definito al § 4.4.6.1
- A_{sw} è l'area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio, con passo s misurato ortogonalmente alla direzione della forza di taglio
- f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio,
- s è la distanza tra i livelli di armatura
- t è lo spessore della parete
- f_d è la resistenza a compressione di progetto della muratura.

Esempio verifica Taglio muratura armata

Setto	Taglio	Tu muratura	Tu acciaio	Tu ultimo	*
n.	t	t	t	t	
1	6.489	18.050	9.231	27.282	
2	8.969	26.208	11.539	37.747	
3	6.799	19.162	9.520	28.682	
4	6.799	15.984	9.520	25.504	
5	8.969	26.240	11.539	37.779	
6	6.489	18.084	9.231	27.316	
7	12.866	34.499	18.751	53.250	
8	12.866	34.499	18.751	53.250	

Particolari costruttivi muratura armata

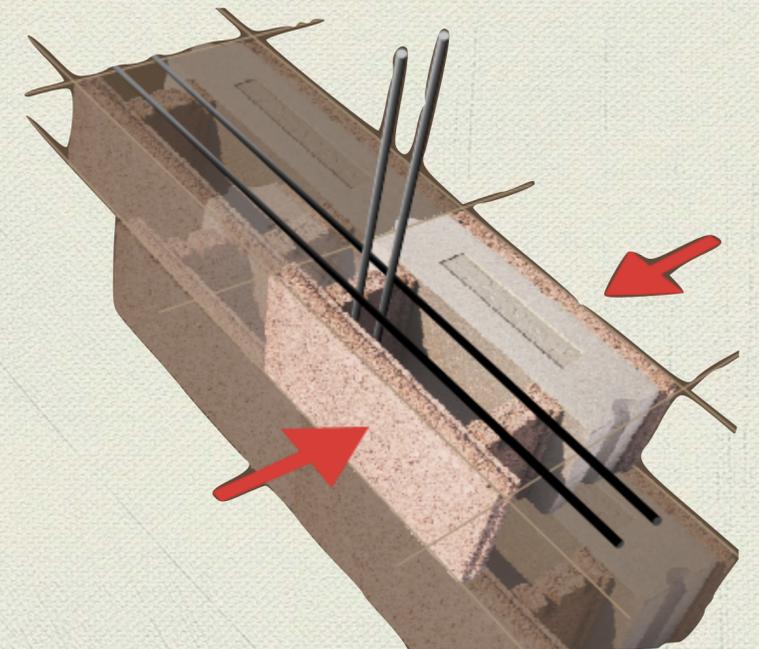
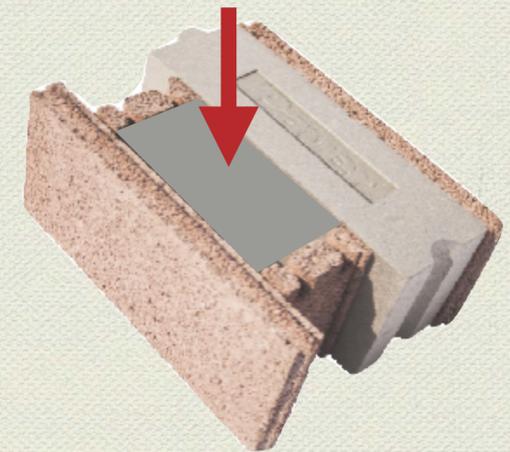




Esempio di edificio in blocchi cassero e CA debolmente armato

Blocchi cassero e C.A. - Componenti

- ◆ Blocchi cassero previsti dal sistema costruttivo
- ◆ Con marcatura CE e certificato d'idoneità ETA
- ◆ Calcestruzzo gettato in opera
- ◆ Acciaio d'armatura



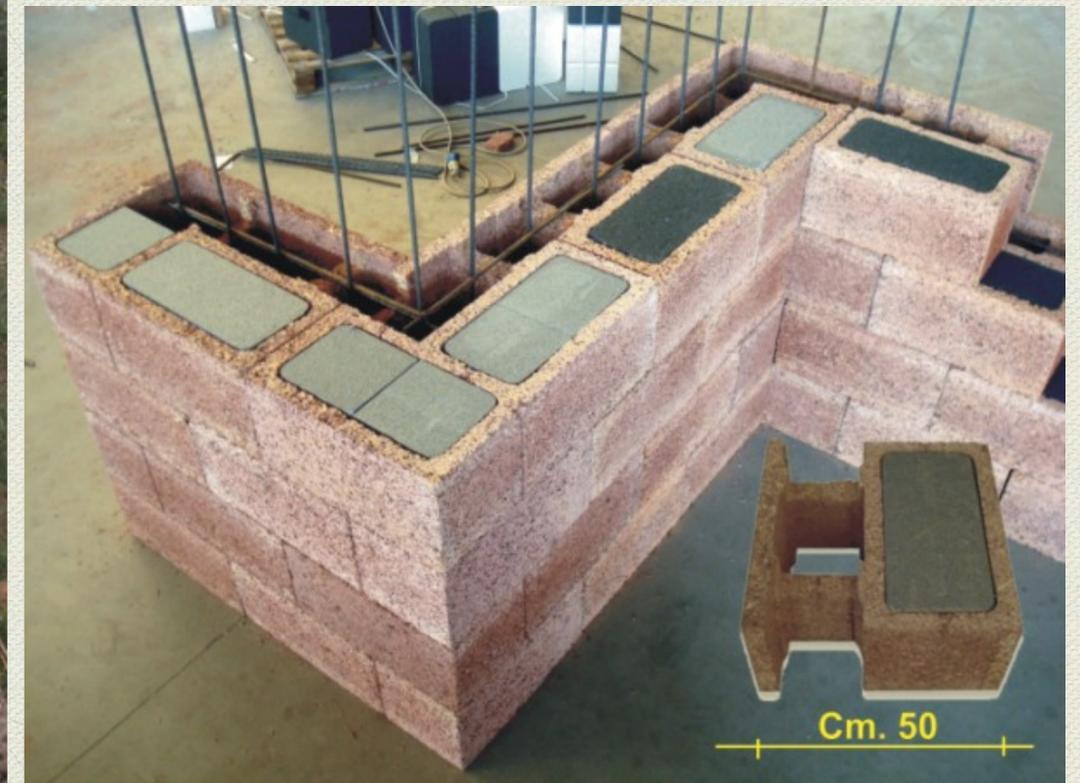
Sistemi con blocchi a sero



Bio Plus (Paver)
(in argilla espansa)



LegnoBlock
(in Legno-cemento)



Isotex
(in Legno-cemento)

Coefficiente di struttura

- ◆ Non è mai superiore a 2,4
- ◆ $q = q_0 K_s K_r$
- ◆ $q_0 = 2$
- ◆ $K_s = 1,2$ edifici regolari in pianta, altrimenti 1,1
- ◆ $K_r = 1$ edifici regolari in altezza, altrimenti 0,8

Spessore delle pareti

- ◆ Si considera solo lo spessore del calcestruzzo
- ◆ Dobbiamo tenere conto dei collegamenti tra le pareti del cassero
- ◆ Consideriamo uno spessore minore equivalente tramite un coefficiente di riduzione comunicato dal costruttore
- ◆ In pratica è lo spessore del rettangolo equivalente con la lunghezza del blocco e area uguale a quella effettiva del calcestruzzo
 - ◆ $T = \text{Area calcestruzzo} / b$

Pressoflessione

- ◆ La verifica a pressoflessione, sia nel piano che perpendicolarmente al piano, avviene con le stesse norme delle pareti debolmente armate a bassa duttilità
- ◆ Forza normale di compressione non superiore al 40% del carico limite a compressione semplice per armature su due strati e non superiore al 25% per armature su un solo strato
- ◆ Il coefficiente di riduzione del materiale è 1,5
- ◆ In pratica si determina il dominio di rottura a pressoflessione e il momento ultimo corrispondente al carico assiale

Esempio pressoflessione

Setto	N	M	As	nf	N ultimo	M ultimo	*
n.	t	tm	cmq		t	tm	
1	58.178	31.342	45.55	58+0	50.439	731.569	
2	32.158	22.410	36.13	46+0	27.361	415.084	
3	12.098	4.536	12.57	16+0	12.050	52.534	
4	34.294	25.294	45.55	58+0	34.524	675.273	
5	50.988	29.690	54.98	70+0	42.503	979.427	
6	30.173	0.000	3.14	4+0	30.357	5.859	

nf: numero ferri armatura diffusa + eventuali ferri aggiunti alle estremità

Esempio pressoflessione ortogonale

Setto	N	M	As	nf	N ultimo	M ultimo	*
n.	t	tm	cmq		t	tm	
1	58.178	0.119	45.55	58	60.716	7.246	
2	32.158	0.235	36.13	46	33.091	5.031	
3	12.098	0.082	12.57	16	11.160	3.505	
4	34.294	0.035	45.55	58	29.687	4.671	
5	50.988	0.363	54.98	70	52.453	6.465	
6	30.173	0.018	3.14	4	31.155	25.965	

nf: numero ferri armatura diffusa + eventuali ferri aggiunti alle estremità

Verifica a taglio

- ◆ Le verifiche a taglio sono effettuate considerando diverse modalità di rottura:
 - ◆ taglio-comprensione
 - ◆ taglio-trazione
 - ◆ taglio-scorrimento
- ◆ In pratica la verifica a taglio cambia in funzione della pressione media: di trazione, $<0,25 F_{cd}$, $<0,50 F_{cd}$, $\leq F_{cd}$ oppure $>F_{cd}$.
- ◆ Il riferimento è al punto delle norme 4.1.2.1.3.2 *Elementi con armature trasversali resistenti al taglio*

Verifica a taglio

Setto	Taglio	Pressione media	Tu ultimo	cs	*
n.	t	t	t		
1	21.541	67.523	233.011	10.817	
2	15.402	48.903	175.638	11.404	
3	3.117	52.511	60.609	19.443	
4	17.384	40.365	226.305	13.018	
5	20.406	50.106	272.859	13.372	
6	0.000	235.725	7.130	-----	

Instabilità

- ◆ Al fine di prevenire i fenomeni di instabilità delle pareti fuori piano, in prima istanza, si dovrà rispettare il seguente limite:

$$\lambda \leq \lambda_{\text{lim}}$$

$$\lambda_{\text{lim}} = 15.4 \frac{C}{\sqrt{\nu}}$$

- ◆ $\nu = N_{\text{ed}} / (A_{\text{c,eff}} f_{\text{cd}})$ è l'azione assiale adimensionale, N_{ed} è il carico assiale ottenuto dalla combinazione più gravosa e comprensiva dell'azione sismica;
- ◆ $C = 1.7 - r_m$ dipende dalla distribuzione dei momenti ($0.7 \leq C \leq 2.7$);
- ◆ $r_m = M_{01} / M_{02}$ è il rapporto tra i momenti flettenti del primo ordine all'estremità della parete
- ◆ $\lambda = l_0 / i_{\text{eff}}$, dove i_{eff} è il raggio d'inerzia e l_0 la lunghezza libera d'inflessione
- ◆ $l_0 = 0,7h$ per armatura a doppio strato e h per armatura ad uno strato

Esempio verifica stabilità

Setto	N/A/fcd	lambda limite	lambda	cs *
n.	t	t	t	
1	0.054	112.416	47.042	2.390
2	0.039	132.095	47.042	2.808
3	0.042	127.477	47.042	2.710
4	0.032	145.396	47.042	3.091
5	0.040	130.500	47.042	2.774
6	0.555	35.153	17.641	1.993

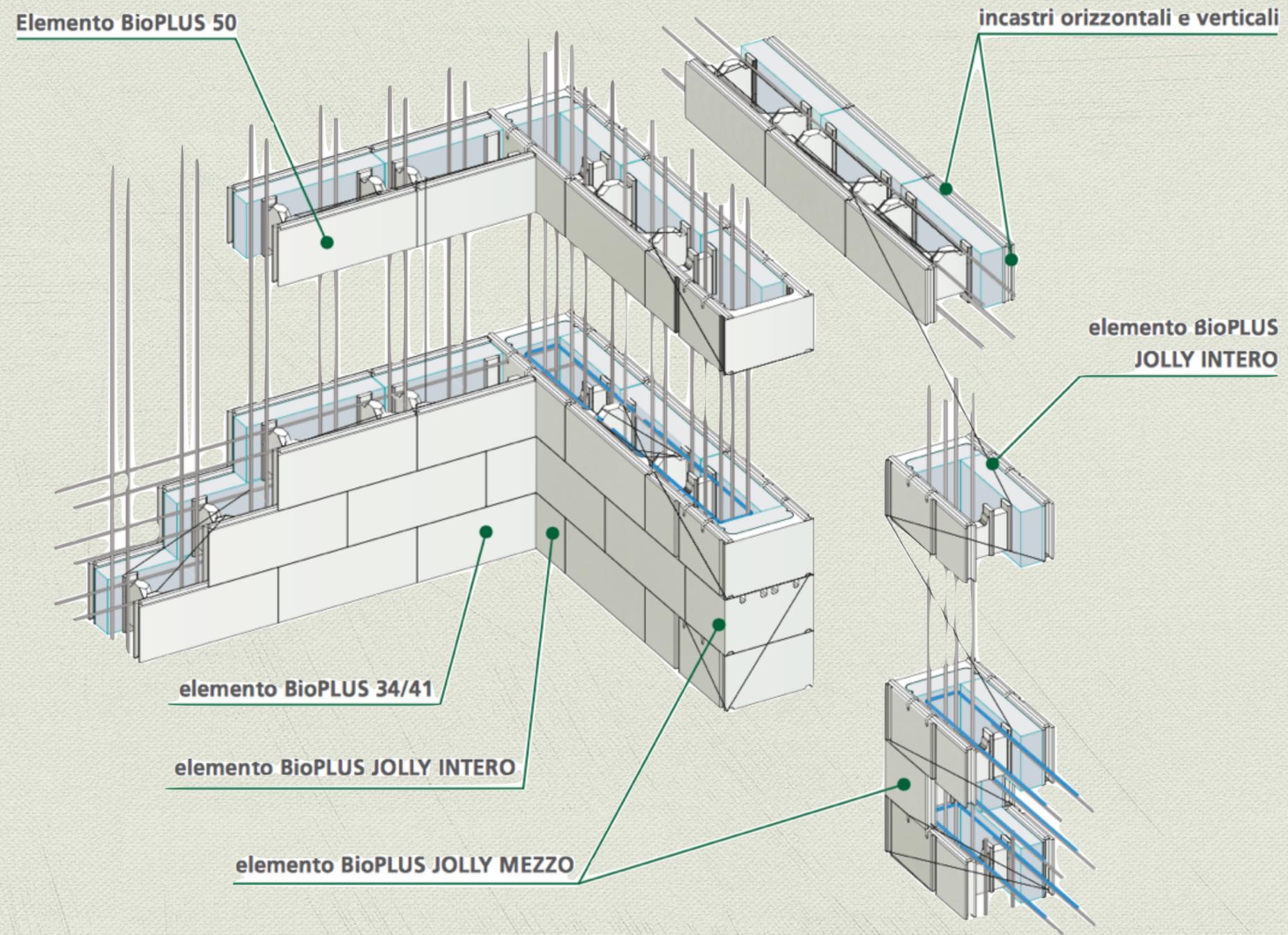
Stato limite di esercizio

- ◆ Gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi strutturale in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD devono soddisfare la seguente limitazione:
- ◆ $d_r < 0,002 h$
- ◆ d_r è lo spostamento interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore e h è l'altezza del piano.

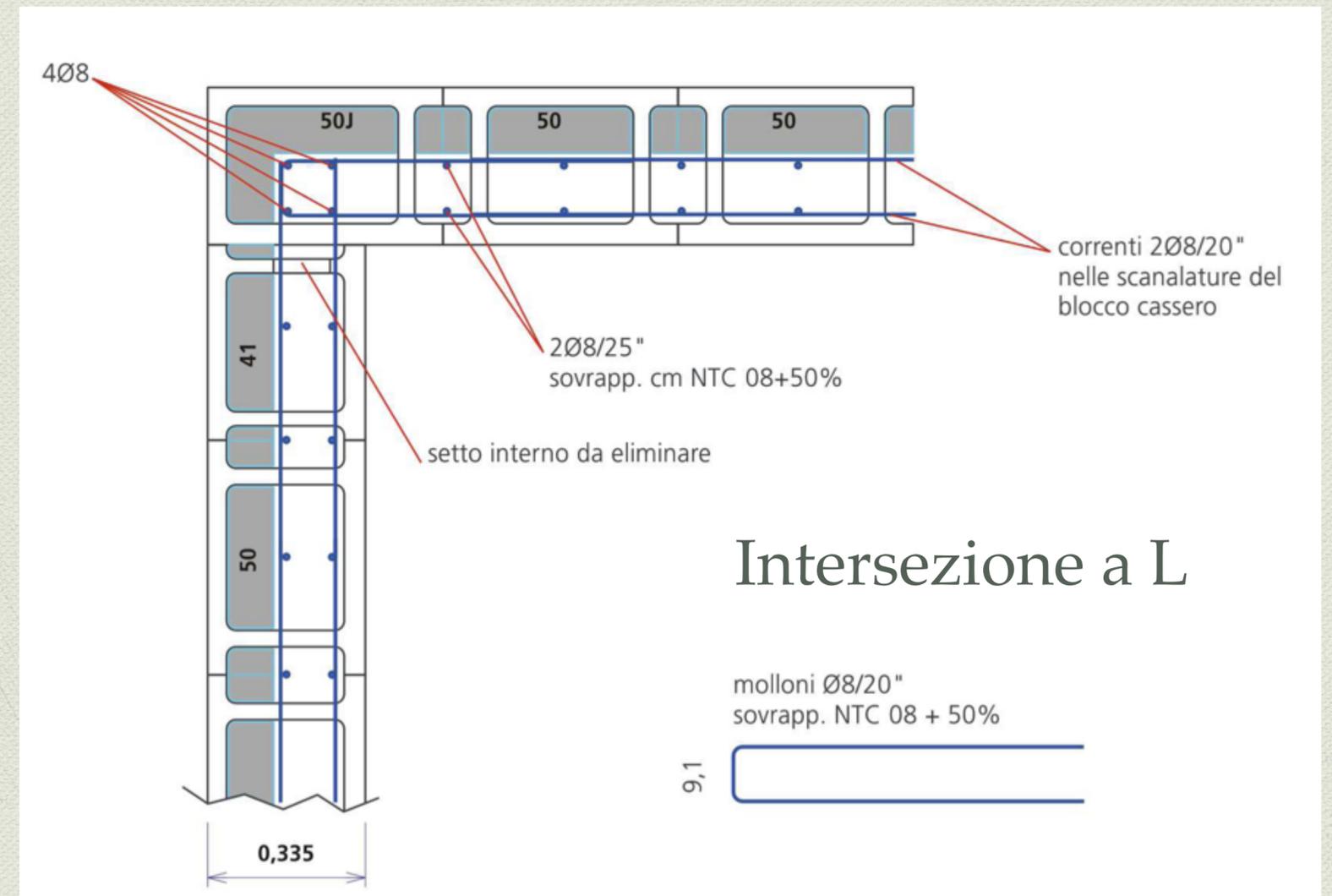
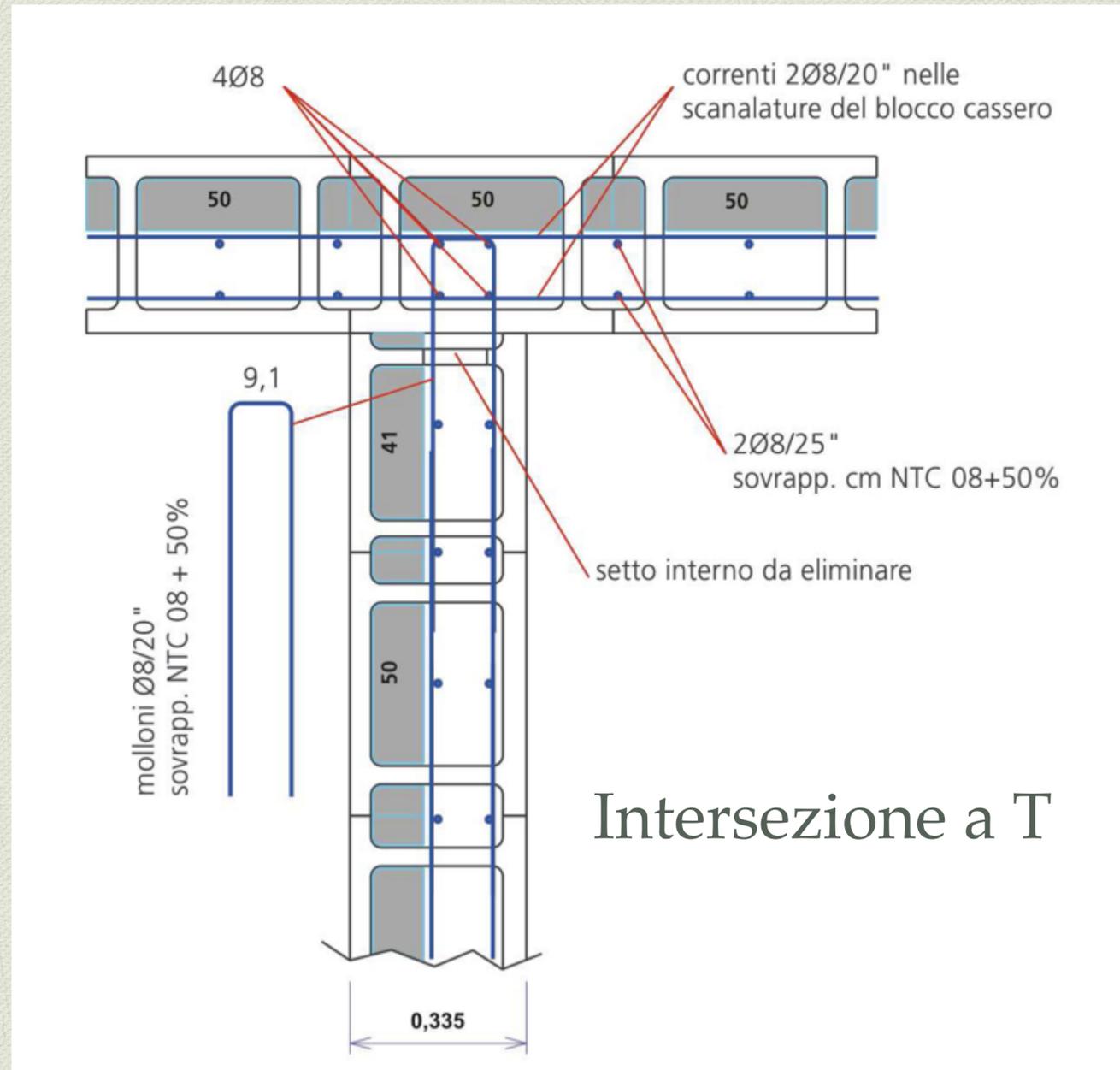
Limitazioni per le armature

- ◆ Diametro delle barre \geq a 8 mm e non superiore a 1/10 dello spessore della parete
- ◆ Percentuale armatura verticale \geq 0,2% della sezione orizzontale
- ◆ Percentuale armatura orizzontale \geq 0,2% della sezione verticale

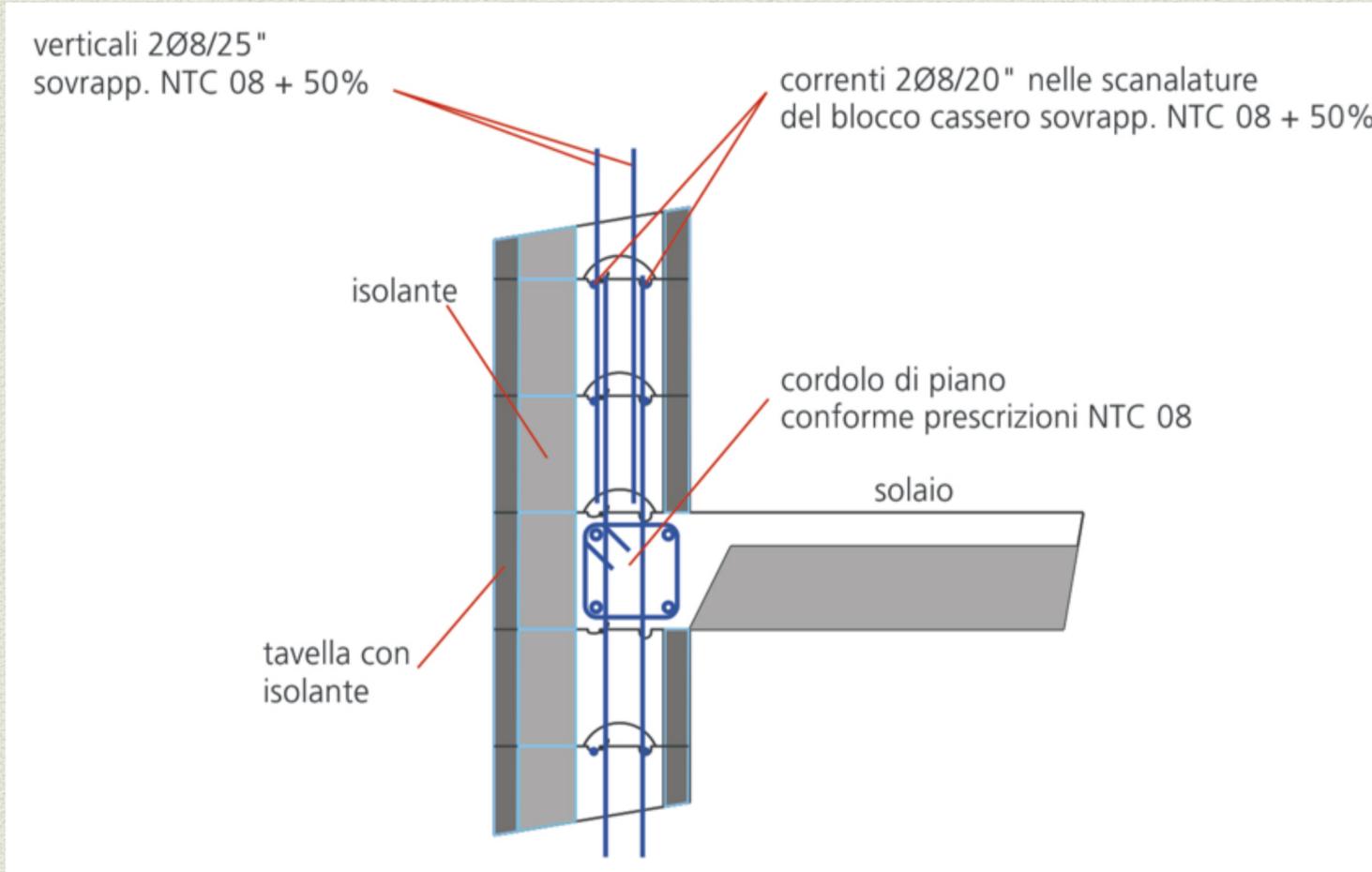
Schema di montaggio



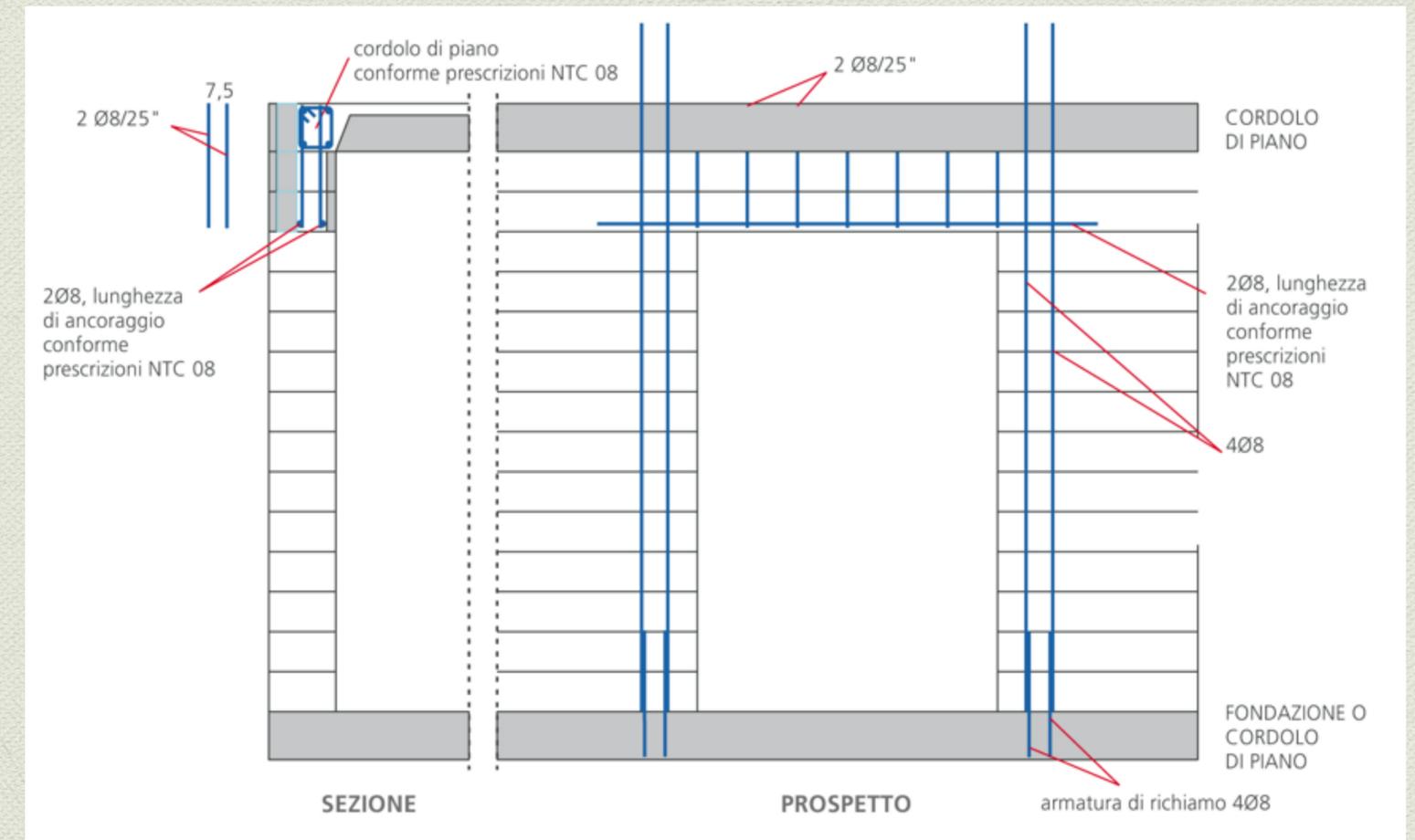
Particolari costruttivi



Particolari costruttivi



Giunto con solaio



Porta

Coefficienti di struttura

q_0		α_u/α_1 minimo	α_u/α_1 massimo
CA (CDB)	3	1,1	1,3
Acciaio	4	1,1	1,3
Muratura	2	1,4	1,8
Muratura armata	2,5	1,3	1,5
Blocchi cassero	2	$K_s = 1,1$	$K_s = 1,2$

$q = q_0 K$ con $K = 1$ per edifici regolari in altezza e $0,8$ per quelli irregolari

Requisiti geometrici

Tipologie costruttive	Spessore minimo t	$\lambda=h_0/t$ massimo	l/h' minimo
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata	300 mm	10	0,5
Muratura ordinaria, realizzata con elementi artificiali	240 mm	12	0,4
Muratura armata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	15	qualsiasi
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata, in siti ricadenti in zona 3 e 4	240 mm	12	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in siti ricadenti in zona 4	200 mm	20	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in siti ricadenti in zona 4	150 mm	20	0,3
Blocchi cassero e pareti in CA debolmente armate	150 mm		1/20 h libera interpiano

h_0 altezza libera d'inflessione della parete

h' altezza massima delle aperture adiacenti alla parete

I modelli murari

- ◆ Spesso sono difficili da interpretare, se non impossibili, basta pensare ai centri storici, con complessi composti da parti costruite nel corso di 1000 e più anni, con tecniche costruttive anche molto diverse, materiali diversi, murature fessurate, solai in parte rigidi e in parte no, con molte unità abitative, piani sfalsati, cavedi ecc.
- ◆ Le strutture murarie possono essere molto grandi e comprendere diverse unità abitative. In teoria per intervenire su una piccola parte dell'edificio dovremmo verificare l'intera struttura, facendo un rilievo accurato di tutte le unità abitative, fondi, negozi ecc. Praticamente è impossibile
- ◆ E' necessario individuare delle sottostrutture con caratteristiche abbastanza omogenee, almeno i materiali principali, i comportamenti cinematici delle varie parti dei complessi edilizi.

Modellazione edifici esistenti

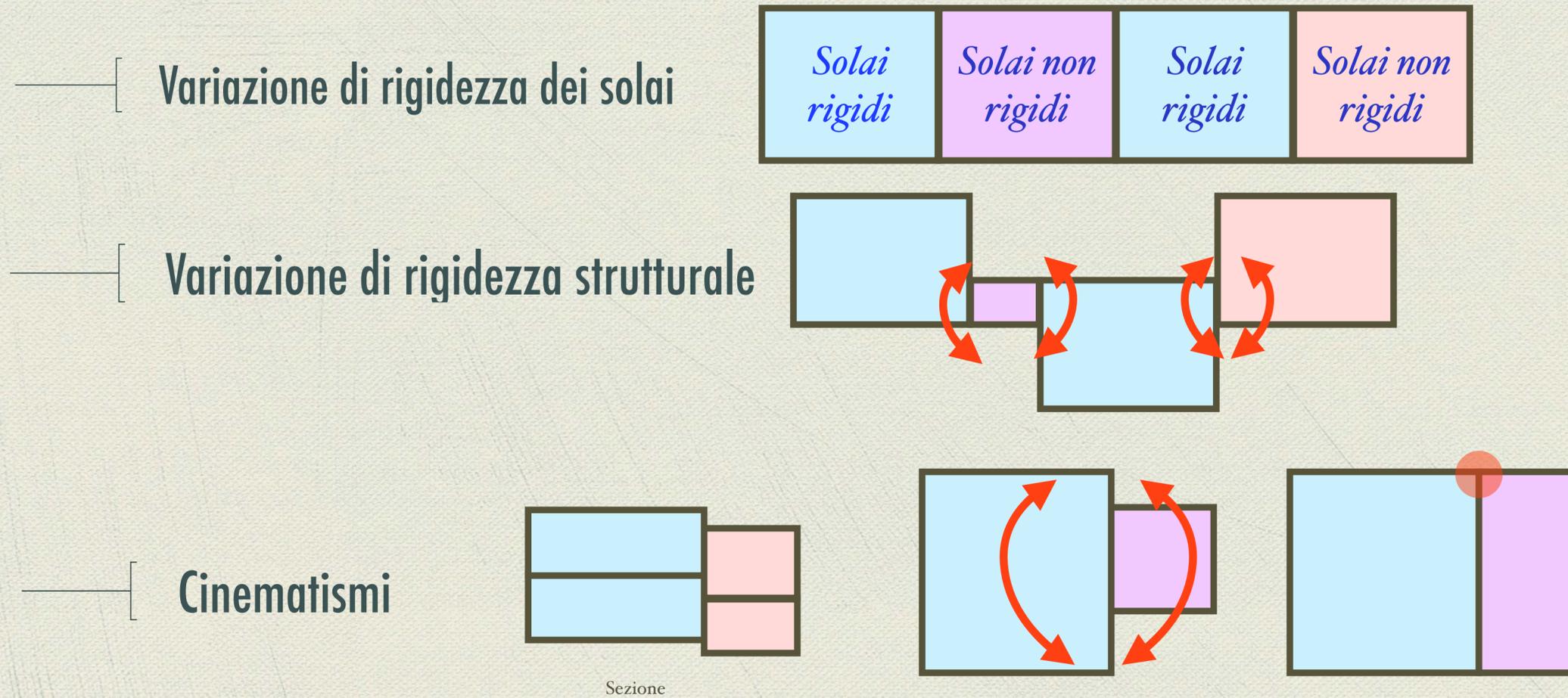
- ◆ I modelli di calcolo devono essere individuati prima di progettare l'intervento
- ◆ Il rischio è di progettare interventi in pratica non realizzabili:
 - ◆ Perché il modello interessa anche altre unità immobiliari
 - ◆ Perché l'intervento si configura come adeguamento e non è possibile adeguare

Esempio di
intervento
difficile

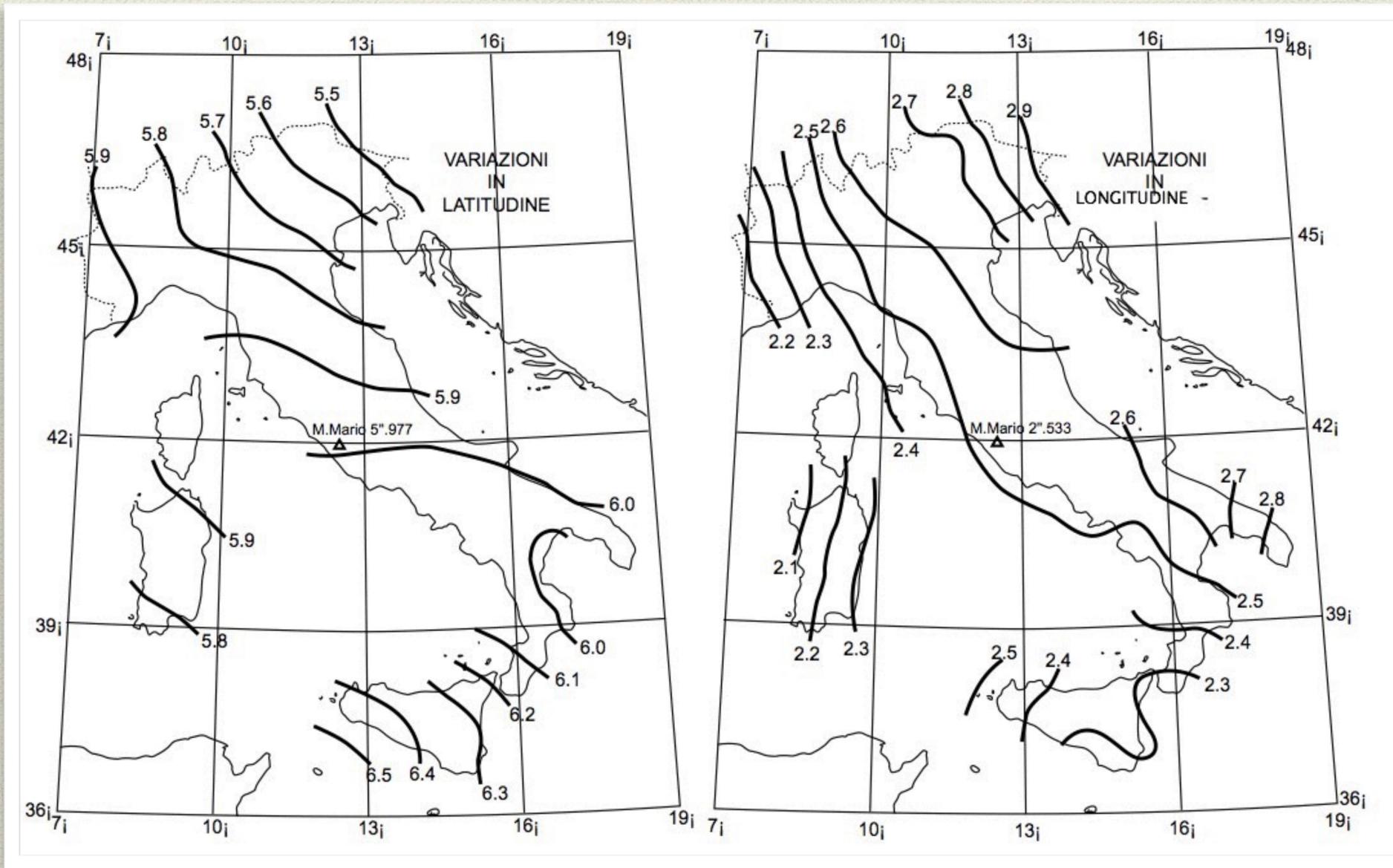


Intervento di
miglioramento

Criteri di determinazione delle sottostrutture



Coordinate della griglia sismica e WGS 84



- ◆ I valori di accelerazione della normativa sono riferiti al sistema cartografico italiano ED50 (European Datum 50)
- ◆ Le coordinate fornite dai sistemi di geo-localizzazione (es. Google Maps) sono nel formato WGS 84
- ◆ I due sistemi hanno differenze che possono arrivare a 150 m

Correzioni cartografiche da WGS 84 a ED50 in “



Grazie per l'attenzione

sagostini@interstudio.net