

**Collegio dei Geometri e dei Geometri Laureati  
Reggio Emilia - 26 novembre 2010**

---



***Esempi di progettazione di edifici in  
muratura portante***

---

***Dott. Ing. Nicola GAMBETTI, Libero Professionista***

## PRINCIPALI NORMATIVE DI RIFERIMENTO (1)

---

### A LIVELLO NAZIONALE:

**D.M.LL.PP. 14/01/08: “Norme tecniche per le costruzioni”**  
in particolare **Capitolo 7.8:**  
**“Progettazione per azioni sismiche: costruzioni in muratura”**

Entrando in vigore decadranno:

- **D.M.LL.PP. 20/11/87: “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento”**
- relativa Circolare M.LL.PP. n° 30787 del 4/1/89: **”Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento”**
- **D.M.LL.PP. 16/1/96: “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”**
- relativa Circolare M.LL.PP. n° 65/AA.GG del 10/4/97: **Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica di cui al D.M. 16/1/96”**
- **Ordinanza del P.C.M. 03/05/05, n. 3431: “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”**
- in particolare **Allegato 2: “Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l’adeguamento sismico degli edifici”**

## PRINCIPALI NORMATIVE DI RIFERIMENTO (2)

---

### A LIVELLO EUROPEO:

- **UNI EN 1996-1-1 (2006) EUROCODICE 6:**  
*Progettazione delle strutture di muratura*  
*Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata*
- **EN 1996-1-2 (2005) EUROCODE 6 - Design of masonry structures - Part 1-2:**  
*General rules - Structural fire design*
- **EN 1996-2 (2006) EUROCODE 6 - Design of masonry structures - Part 2:**  
*Design considerations, selection of materials and execution of masonry*
- **EN 1996-3 (2006) EUROCODE 6 - Design of masonry structures - Part 3:**  
*Simplified calculation methods for unreinforced masonry structures*
  
- **UNI EN 1998-1 (2005) EUROCODICE 8:**  
*Progettazione delle strutture per la resistenza sismica*  
*Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici*

## GENERALITA' SUGLI EDIFICI IN MURATURA

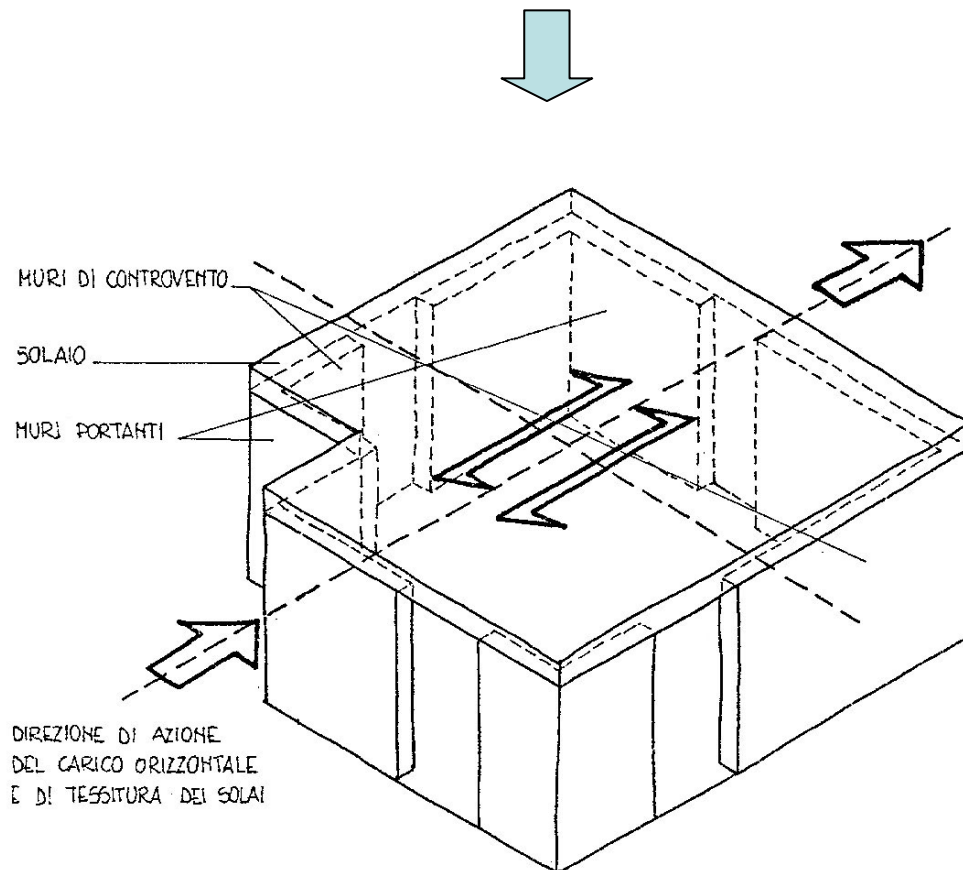
---

- Gli edifici in muratura dovranno essere realizzati nel rispetto delle NTC, in precedenza al DM 20/11/1987. In particolare a tali norme si fa riferimento per ciò che concerne *le caratteristiche fisiche, meccaniche e geometriche degli elementi resistenti naturali ed artificiali*, nonché per i relativi controlli di produzione e di accettazione in cantiere.
- Le NTC, e prima il DM 16/01/1996 e l'OPCM 3431, distinguono due tipi fondamentali di strutture in muratura, *ordinaria ed armata*, la seconda delle quali non è presa in considerazione dal DM 20/11/87. Gli Eurocodici 6 e 8 forniscono una ulteriore distinzione, introducendo le strutture in muratura *confinata*. Gli Eurocodici forniscono, inoltre, formulazioni di resistenza per le differenti tipologie di muratura. Per le strutture in muratura armata, si applicano modelli e prescrizioni simili a quelli per il cemento armato.
- Ai fini delle verifiche di sicurezza, il DM 20/11/1987 e il DM 16/01/1996 propongono sia il metodo alle *tensioni ammissibili* che il *metodo semiprobabilistico agli stati limite*, mentre per l'OPCM 3431 e per gli Eurocodici è in ogni caso obbligatorio l'utilizzo del metodo semiprobabilistico agli stati limite. Le NTC consentono entrambe per le verifiche in situazione non sismica, ma consentono *solo il metodo agli stati limite per le verifiche sismiche*.

## ORGANIZZAZIONE STRUTTURALE DEGLI EDIFICI IN MURATURA (par. 4.5.4)

### Concezione strutturale a “sistema scatolare”:

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.



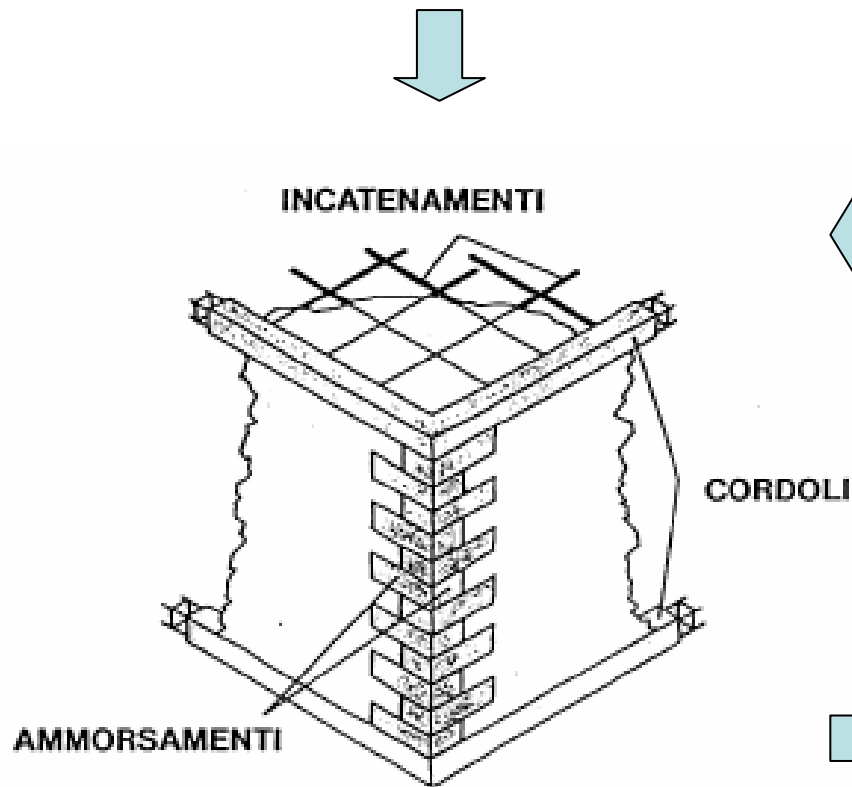
Ai fini di un adeguato comportamento statico e dinamico dell'edificio, tutti le pareti devono assolvere, per quanto possibile, sia la **funzione portante che di controventamento**.

L'organizzazione dell'intera struttura e l'interazione ed il collegamento tra le sue parti devono essere tali da assicurare appropriata resistenza e stabilità, ed un **comportamento d'insieme "scatolare"**.

## ORGANIZZAZIONE STRUTTURALE DEGLI EDIFICI IN MURATURA (par. 4.5.4)

Per garantire il comportamento “scatolare”:

muri ed orizzontamenti devono essere opportunamente collegati fra loro. Tutte le pareti devono essere collegate al livello dei solai mediante **cordoli di piano di calcestruzzo armato** e, tra di loro, mediante **ammorsamenti** lungo le intersezioni verticali. Devono inoltre essere previsti opportuni **incatenamenti** al livello dei solai, aventi lo scopo di collegare tra loro i muri paralleli della scatola muraria.



Le pareti portanti sono considerate resistenti anche alle azioni orizzontali quando hanno una lunghezza non inferiore a 0,3 volte l'altezza di interpiano; e devono avere spessore minimo di:

- 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

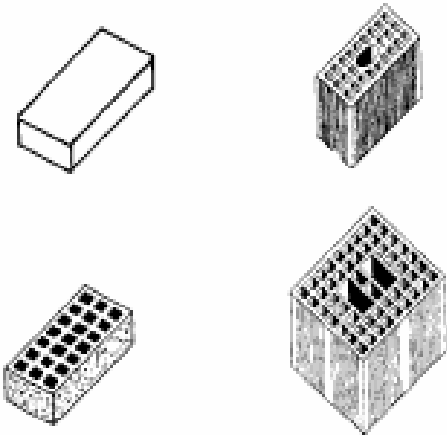
La buona concezione strutturale ed una corretta realizzazione dei dettagli strutturali garantisce un adeguato comportamento strutturale. Ciò è riconosciuto dalle NTC: **'edifici semplici'**.

## ELEMENTI RESISTENTI ARTIFICIALI: TIPOLOGIE

---

**Principali tipologie di elementi resistenti in relazione al materiale costituente:**

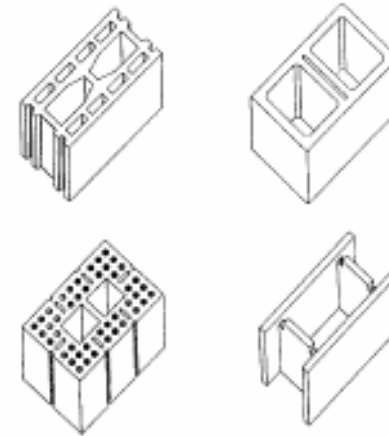
**Elementi artificiali in laterizio**



**Elementi di laterizio normale o alleggerito in pasta, con migliori proprietà di isolamento termico**

**Dotati di fori verticali o orizzontali di alleggerimento, di presa, per l'inserimento di armature**

**Elementi artificiali in calcestruzzo**



**Elementi in calcestruzzo di aggregato denso, di aggregato leggero, o calcestruzzo areato autoclavato (Gasbeton)**

**Le forature ampie permettono il semplice inserimento di armature o cordolature. Si distinguono per la buona resistenza al fuoco.**

**L'Eurocodice 6 introduce anche gli elementi di silicato di calcio. Entrambi i corpi normativi classificano gli elementi ad uso strutturale in base alla loro foratura (orientamento e percentuale) e fissano dei requisiti sulla geometria della sezione.**

## BLOCCHI IN LATERIZIO: PRESCRIZIONI (NTC)

Gli elementi resistenti artificiali possono essere dotati di *fori in direzione normale* al piano di posa (foratura verticale) oppure *in direzione parallela* (foratura orizzontale). Gli elementi *possono essere rettificati*. Sono classificati in base alla *percentuale di foratura  $\varphi$*  ed *all'area media di ogni foro  $f$* .

Elementi	Percentuale di foratura $\varphi$	
Pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 900 \text{ mm}^2$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 1200 \text{ mm}^2$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 1500 \text{ mm}^2$

Quando  $A$  sia maggiore di  $300 \text{ cm}^2$  l'elemento può essere dotato di un foro di presa di maggiori dimensioni fino ad un massimo di  $35 \text{ cm}^2$ , ...; per  $A$  maggiore di  $580 \text{ cm}^2$ , i fori di presa possono essere due con area di ogni foro non maggiore di  $35 \text{ cm}^2$  oppure uno la cui area non superi  $70 \text{ cm}^2$ . Non sono soggetti a tale limitazione i fori che verranno riempiti di calcestruzzo o di malta.

### Ulteriori prescrizioni per costruzioni in zona sismica:

- Per muratura portante, si devono utilizzare *elementi pieni o semipieni*:  $\varphi \leq 45\%$
- *I setti* disposti parallelamente al piano del muro devono essere *continui e rettilinei*, uniche interruzioni sono ammesse per i fori di presa e di alloggiamento delle armature;
- la resistenza caratteristica a rottura nella direzione portante ( $f_{bk}$ ) non sia inferiore a **5 MPa**, calcolata sull'area al lordo delle forature;
- la resistenza caratteristica a rottura nella direzione perpendicolare a quella portante, nel piano di sviluppo della parete ( $f_{\perp bk}$ ), calcolata nello stesso modo, non sia inferiore a **1.5 MPa**.



## MALTE: CLASSIFICAZIONE E PRESCRIZIONI (NTC)

### Classificazione delle *malte a prestazione garantita*:

Classe	M 2,5	M 5	M 10	M 15	M 20	M d
Resistenza a compressione N/mm <sup>2</sup>	2,5	5	10	15	20	d

d è una resistenza a compressione maggiore di 25 N/mm<sup>2</sup> dichiarata dal produttore

### Classificazione delle *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	--

**NTC:** Per l'impiego in muratura portante è ammesso solo l'impiego di malte con *resistenza  $f_m \geq 2,5 \text{ N/mm}^2$* .

### Ulteriori prescrizioni per costruzioni in zona sismica:

**NTC:** La malta di allettamento dovrà avere  *$f_m \geq 5 \text{ N/mm}^2$*  (per muratura ordinaria) e i *giunti verticali dovranno essere riempiti con malta*. Per muratura armata  *$f_m \geq 10 \text{ N/mm}^2$* .

## VERIFICHE DI SICUREZZA PER EDIFICI IN MURATURA NUOVI (par. 4.5.6)

---

### VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche sono condotte con l'ipotesi di *conservazione delle sezioni piane* e *trascorrendo la resistenza a trazione per flessione* della muratura.

Oltre alle verifiche sulle *pareti portanti*, si dovrà eseguire anche la verifica di *travi di accoppiamento* in muratura ordinaria, quando prese in considerazione dal modello della struttura.

*Gli stati limite ultimi da verificare sono:*

- presso flessione per carichi laterali (resistenza e stabilità fuori dal piano),
- presso flessione nel piano del muro,
- taglio per azioni nel piano del muro,
- carichi concentrati.
- flessione e taglio di travi di accoppiamento

Non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio di strutture di muratura, quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi.

## AZIONI SISMICHE: CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI (par. 7.2.2)

---

### REGOLARITA' IN PIANTA

- a) Le **piante** degli edifici dovranno essere quanto più possibile **compatte e simmetriche** rispetto ai due assi ortogonali, in relazione alla distribuzione di **masse e rigidezze**.
- b) il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è **inferiore a 4**;
- c) **nessuna dimensione** di eventuali rientri o sporgenze supera il **25 %** della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- d) gli **orizzontamenti** possono essere considerati **infinitamente rigidi nel loro piano** rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

### REGOLARITA' IN ALTEZZA

- e) tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) **si estendono per tutta l'altezza** della costruzione;
- f) **massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente**, dalla base alla sommità della costruzione (variazioni di massa  $\leq \pm 25\%$ ,  $- 30\% \leq$  variazioni di rigidezza  $\leq + 10\%$ ); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di ... pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza ...;
- g) ....(requisito per strutture intelaiate);
- h) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro  $\leq 30\%$  1° orizzontamento, e rientro  $\leq 20\%$  orizzontamento sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani.

## AZIONI SISMICHE: CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI (par. 7.2.2)

In generale, le costruzioni in muratura devono essere progettate per realizzare un sistema scatolare, come già visto. Inoltre, devono avere, quanto più possibile, **struttura iperstatica** caratterizzata da **regolarità in pianta ed in altezza**.

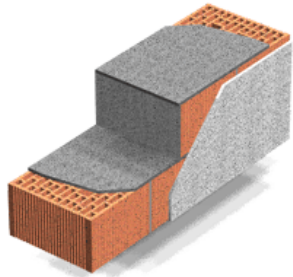
Per le costruzioni in **muratura non armata**, che non accedono alle riserve anelastiche delle strutture, ricadenti in **zona 1**, è fissata una **altezza massima pari a 2 piani** dal piano di campagna. Il solaio di copertura del secondo piano non può essere calpestio di volume abitabile.

Per le altre zone l'altezza massima degli edifici dovrà essere opportunamente limitata, in funzione delle loro capacità deformative e dissipative e della classificazione sismica del territorio.

**Secondo la versione delle NTC 24/04/07:**

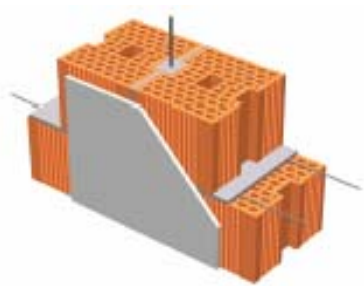
Zona sismica	4	3	2	1
Sistema costruttivo	Altezza massima consentita (in m)			
Edifici con struttura in calcestruzzo armato	nessuna limitazione	nessuna limitazione		
Edifici con struttura in acciaio		nessuna limitazione		
Edifici con struttura mista in acciaio e calcestruzzo		nessuna limitazione		
Edifici con struttura in muratura ordinaria		16	11	7,5
Edifici con struttura in muratura armata		25	19	13
Edifici con struttura in legno		10	7	7

## ED. IN MURATURA: MODALITA' COSTRUTTIVE E FATTORI DI STRUTTURA (7.8.1.3)



In funzione del tipo di tecnica costruttiva utilizzata, l'edificio potrà essere considerato in **muratura ordinaria** o in **muratura armata**.

I valori massimi  $q_0$  del **fattore di struttura** con cui individuare lo spettro di progetto da utilizzare nelle analisi lineari, è:



TIPOLOGIA STRUTTURALE	$q_0$
Costruzioni in muratura ordinaria	$2,0 \alpha_u / \alpha_1$
Costruzioni in muratura armata	$2,5 \alpha_u / \alpha_1$
Costruzioni in muratura armata progettati secondo GR	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$

Si assume sempre:  $q = q_0 \times K_R$

dove  $K_R$  è un fattore riduttivo con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

I coefficienti  $\alpha_1$  e  $\alpha_u$  si possono ottenere mediante analisi non lineari oppure:

- costruzioni in muratura ordinaria ad un piano  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,4$
- costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,8$
- costruzioni in muratura armata ad un piano  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$
- costruzioni in muratura armata a due o più piani  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,5$
- costruzioni in muratura armata progettate con la gerarchia delle resistenze  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$

## ED IN MURATURA: CRITERI DI PROGETTO E REQUISITI GEOMETRICI (par. 7.8.1.4)

- a) Le **piante** degli edifici dovranno essere quanto più possibile **compatte e simmetriche** rispetto ai due assi ortogonali.
- b) Le **pareti strutturali**, al lordo delle aperture, debbono avere **continuità in elevazione** fino alla fondazione, evitando pareti in falso.
- c) Le strutture costituenti **orizzontamenti e coperture non devono essere spingenti**. Eventuali spinte orizzontali, devono essere assorbite.
- d) I **solai** devono assolvere funzione di ripartizione delle azioni orizzontali tra le pareti strutturali, pertanto devono essere ben collegati ai muri e **garantire un adeguato funzionamento a diaframma**. La distanza massima tra due solai successivi  $\leq 5 \text{ m}$ .
- e) La **geometria delle pareti resistenti al sisma**, al netto dell'intonaco, deve rispettare i requisiti in tabella, in cui  $t$  = spessore della parete,  $h_0$  = altezza di libera inflessione della parete,  $h'$  = altezza massima delle aperture adiacenti alla parete,  $l$  = lunghezza della parete.

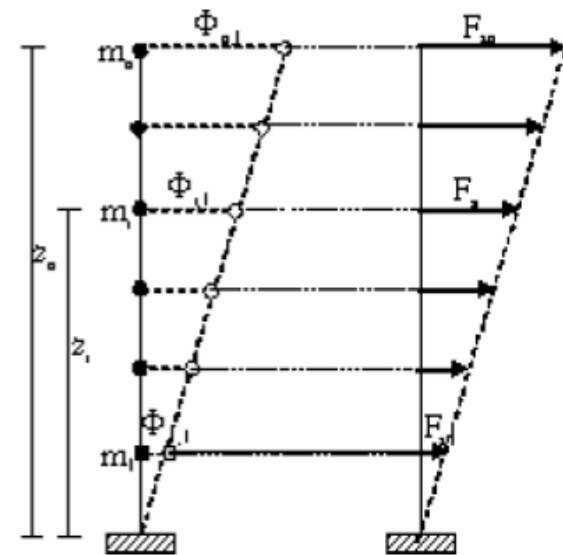
Tipologie costruttive	$t_{\min}$	$(\lambda=h_0/t)_{\max}$	$(l/h')_{\min}$
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata	300 mm	10	0,5
Muratura ordinaria, realizzata con elementi artificiali	240 mm	12	0,4
Muratura armata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	15	Qualsiasi
Muratura 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

## METODI DI ANALISI: ANALISI LINEARE STATICA (par. 7.3.3.2)

L'analisi statica lineare consiste ***nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica*** e può essere effettuata per costruzioni regolari in altezza a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame  $T_1 \leq 2,5 T_C$  o  $T_D$ . La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

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

dove  $F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$ ,  $\lambda = 0,85$  se la costruzione ha almeno 3 orizzontamenti e se  $T_1 < 2T_C$ , pari a 1,0 negli altri casi.



Per gli edifici, se le rigidzze laterali e le masse sono distribuite simmetricamente in pianta, ***gli effetti torsionali accidentali*** possono essere considerati amplificando le sollecitazioni su ogni elemento resistente, attraverso il fattore  $\delta$  risultante dalla seguente espressione:

$$\delta = 1 + 0.6 x / L_e$$

dove:

$x$  è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico dell'edificio, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata.

$L_e$  è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

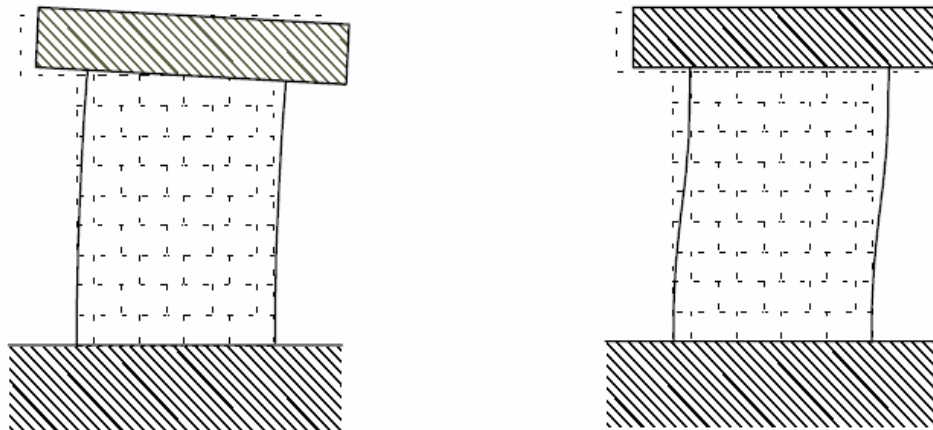
## METODI DI ANALISI: ANALISI LINEARE STATICA (par. 7.8.1.5.2)

È applicabile nei casi previsti al § 7.3.3.2 (edifici regolari in altezza con  $T_1 \leq 2,5 T_C$  o  $T_D$ ), **anche nel caso di costruzioni irregolari in altezza, purché si ponga  $\lambda = 1,0$ .**

Le **rigidezze** degli elementi murari debbono essere calcolate considerando sia il **contributo flessionale sia quello tagliante**. L'utilizzo di **rigidezze fessurate** è da preferirsi; in assenza di valutazioni più accurate le rigidezze fessurate possono essere assunte pari alla metà di quelle non fessurate.

$$K_e = \frac{GA}{1.2h \left[ 1 + \frac{\alpha' G}{1.2 E} \left( \frac{h}{l} \right)^2 \right]}$$

$$\alpha' = \begin{cases} 1.0 & \text{per vincolo a 'doppio incastro'} \\ 4.0 & \text{per vincolo a 'mensola'} \end{cases}$$



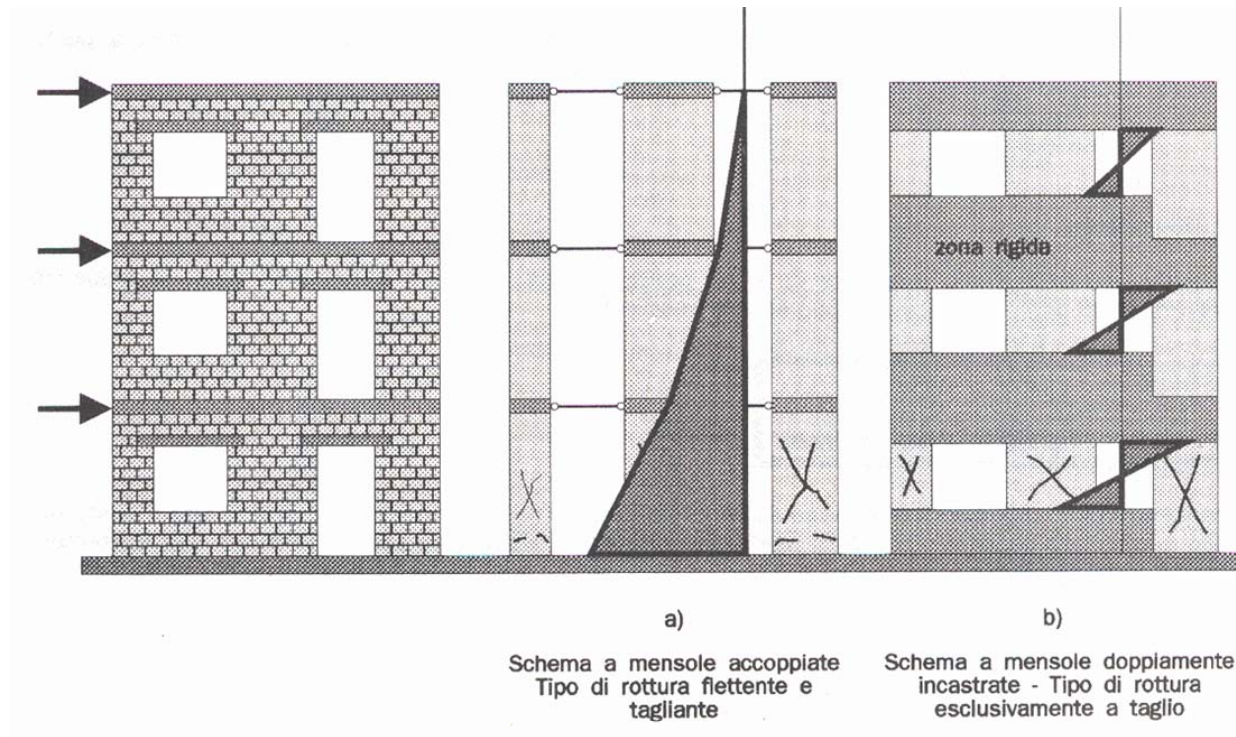
Da Magenes, 2000



# MODELLI PER EDIFICI IN MURATURA

## MODELLI PER EDIFICI IN MURATURA

- l'azione orizzontale è riportata dal solaio alle pareti su di esso collegate
- I solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel proprio piano e quindi indeformabili
- La quota di forza assorbita da ogni parete è proporzionale alla rigidezza della stessa rispetto alla rigidezza totale di piano
- La rigidezza di ogni parete dipende dallo schema statico assunto
- La verifica a carichi orizzontali può essere condotta separatamente lungo le due direzioni principali di sviluppo dell'edificio

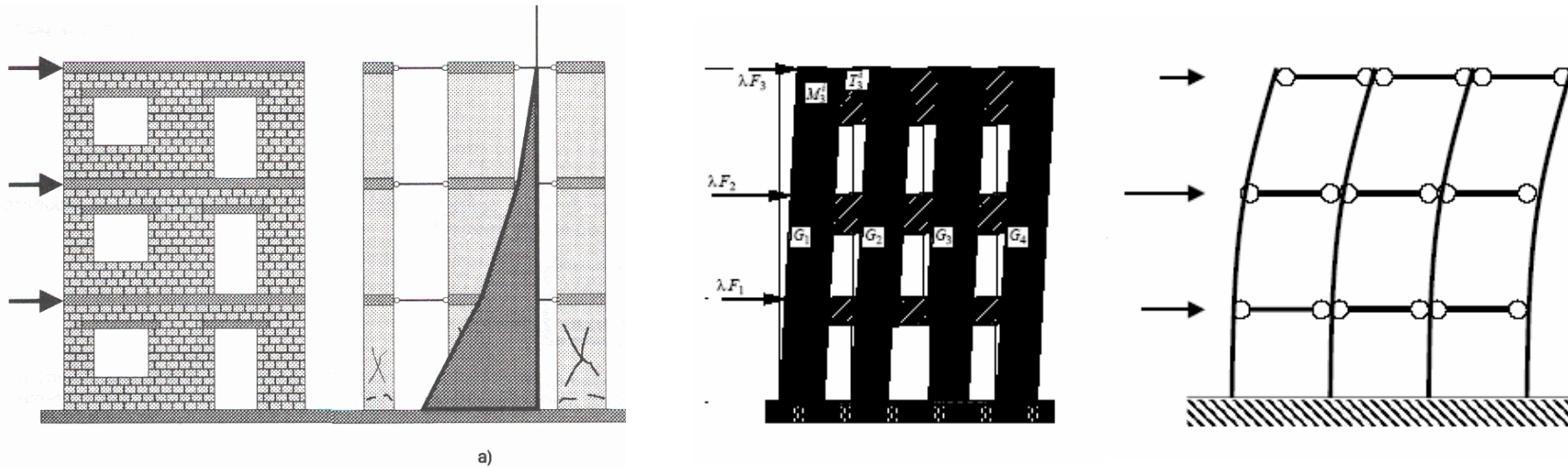


## METODI DI ANALISI: ANALISI LINEARE STATICA (par. 7.8.1.5.2)

(par. 7.2.6) Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in **cemento armato**, oppure in **latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm** di spessore, o in **struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio** opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza.

Nell'ipotesi di infinita rigidezza nel piano dei solai, **il modello può essere costituito dai soli elementi murari continui dalle fondazioni alla sommità, collegati ai soli fini traslazionali alle quote dei solai.**

→ MODELLI A MENSOLE

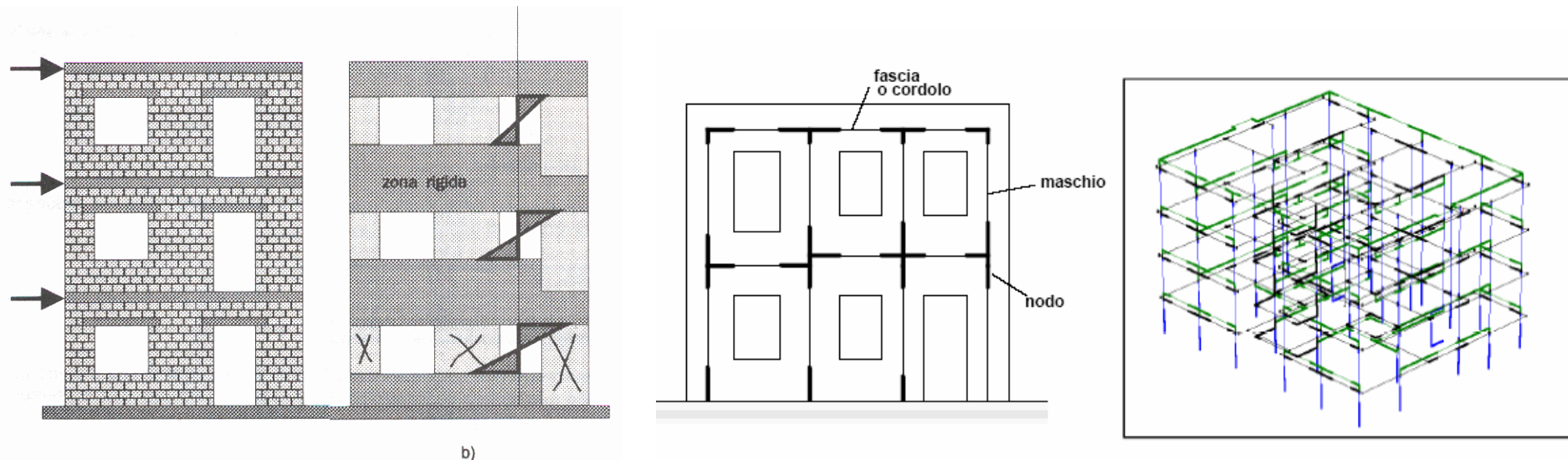


## METODI DI ANALISI: ANALISI LINEARE STATICA (par. 7.8.1.5.2)

*In alternativa, gli elementi di accoppiamento* fra pareti diverse, quali travi o cordoli in cemento armato e travi in muratura (qualora efficacemente ammortate alle pareti), *possono essere considerati nel modello, a condizione che le verifiche di sicurezza vengano effettuate anche su tali elementi.*

Possono essere considerate nel modello travi di accoppiamento in muratura ordinaria solo se sorrette da un cordolo di piano o da un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato alle estremità. Per elementi di accoppiamento in cemento armato si seguono i criteri di cui al § 7.4.4.6, considerando efficaci per l'accoppiamento elementi aventi altezza almeno pari allo spessore del solaio. In presenza di elementi di accoppiamento l'analisi può essere effettuata utilizzando *modelli a telaio, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali possono essere considerate infinitamente rigide.*

### → MODELLI A TELAIO EQUIVALENTE



## METODI DI ANALISI: ANALISI LINEARE STATICA (par. 7.8.1.5.2)

In caso di **solai rigidi**, la **distribuzione del taglio** nei diversi pannelli di uno stesso piano risultante dall'analisi lineare **può essere modificata, a condizione che l'equilibrio globale di piano sia rispettato** (il modulo e la posizione della forza risultante di piano restino invariati) e a condizione che il valore assoluto della variazione del taglio in ciascun pannello,  $\Delta V$ , soddisfi la relazione

$$\Delta V \leq \max\{0.25|V|, 0.1|V_{\text{piano}}|\}$$

dove  $V$  è il taglio nel pannello e  $V_{\text{piano}}$  è il taglio totale al piano nella direzione parallela al pannello.

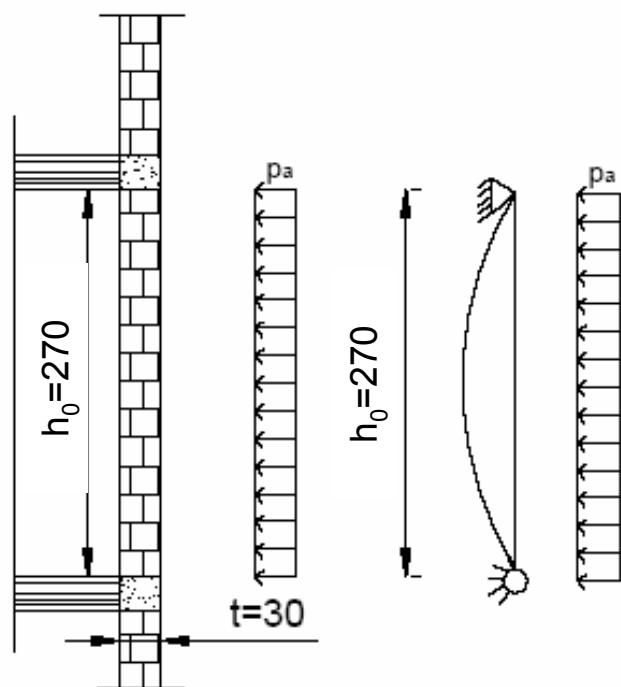
Prima della redistribuzione					RIDISTRIBUZIONE			Dopo la redistribuzione			Parete		
$M_{Rd}$	$M_{Ed}$		$V_{Rd}$	$V_{Ed}$	$0,1V_{TOT}$	$0,25V_{Ed}$	$\Delta V$	$M_{Ed}$		$V_{Ed}$			
kNm	kNm		kN	kN	kN	kN	kN	kNm		kN			
90,0	104,2	Mu non ver	78,7	20,8	OK	13,3	5,2	-5,0	89,2	OK	15,8	OK	1X
100,0	66,8	OK	72,0	13,3	OK	13,3	3,3	5,0	81,8	OK	18,3	OK	2X
63,4	36,8	OK	65,6	7,3	OK	13,3	1,8		36,8	OK	7,3	OK	3X
188,5	114,1	OK	108,0	22,8	OK	13,3	5,7		114,1	OK	22,8	OK	4X
210,9	123,3	OK	117,3	24,6	OK	13,3	6,2		123,3	OK	24,6	OK	5X
100,0	111,4	Mu non ver	14,0	22,2	Vu non ver	13,3	5,6	-8,3	86,5	OK	13,9	OK	6X
86,5	71,4	OK	48,6	14,3	OK	13,3	3,6	4,3	84,3	OK	18,6	OK	7X
51,9	39,4	OK	44,1	7,9	OK	13,3	2,0	4,0	51,4	OK	11,9	OK	8X
264,9	148,4	OK	141,2	29,6	OK	13,9	7,4		148,4	OK	29,6	OK	1Y
232,4	101,4	OK	148,8	20,3	OK	13,9	5,1		101,4	OK	20,3	OK	2Y
305,8	120,5	OK	180,1	24,1	OK	13,9	6,0		120,5	OK	24,1	OK	3Y
287,6	77,2	OK	185,2	15,4	OK	13,9	3,9		77,2	OK	15,4	OK	4Y
254,8	149,1	OK	134,1	29,8	OK	13,9	7,4		149,1	OK	29,8	OK	5Y
234,6	101,9	OK	149,7	20,3	OK	13,9	5,1		101,9	OK	20,3	OK	6Y

Nel caso di **solai deformabili** la **ridistribuzione** può essere effettuata solamente **tra pannelli complanari collegati da cordoli o incatenamenti ovvero appartenenti alla stessa parete**. In tal caso, nel calcolo dei limiti per la redistribuzione,  $V_{\text{piano}}$  è da intendersi come la somma dei tagli nei pannelli complanari ovvero appartenenti alla stessa parete.



## METODI DI ANALISI: ANALISI LINEARE STATICA (par. 7.8.1.5.2)

Le **verifiche fuori piano possono essere effettuate separatamente**, e possono essere adottate le forze equivalenti indicate al 7.2.3 per gli elementi non strutturali, **assumendo  $q_a = 3$** . Più precisamente l'azione sismica ortogonale alla parete può essere rappresentata da una **forza orizzontale distribuita**, pari a  $S_a \gamma_l / q_a$  volte il peso della parete nonché **da forze orizzontali concentrate** pari a  $S_a \gamma_l / q_a$  volte il peso trasmesso dagli orizzontamenti che si appoggiano sulla parete, qualora queste forze non siano efficacemente trasmesse a muri trasversali disposti parallelamente alla direzione del sisma. Per le pareti resistenti al sisma, che rispettano i limiti di Tab. 7.8.II, si può assumere che il periodo  $T_a$  indicato al § 7.2.3 sia pari a 0. Per pareti con caratteristiche diverse la verifica fuori piano va comunque condotta valutando, anche in forma approssimata,  $T_a$ .



$$F_a = (S_a W_a) / q_a$$

$$S_a = \frac{a_g S}{g} \left[ \frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0.5 \right] \geq \frac{a_g S}{g}$$

$$p_a = \frac{F_a}{h_0 \cdot l}$$

dove:

$Z$  è la quota del baricentro dell'elemento

$H$  è l'altezza della costruzione a partire dal piano di fondazione

$T_a$  è il primo periodo di vibrazione dell'elemento

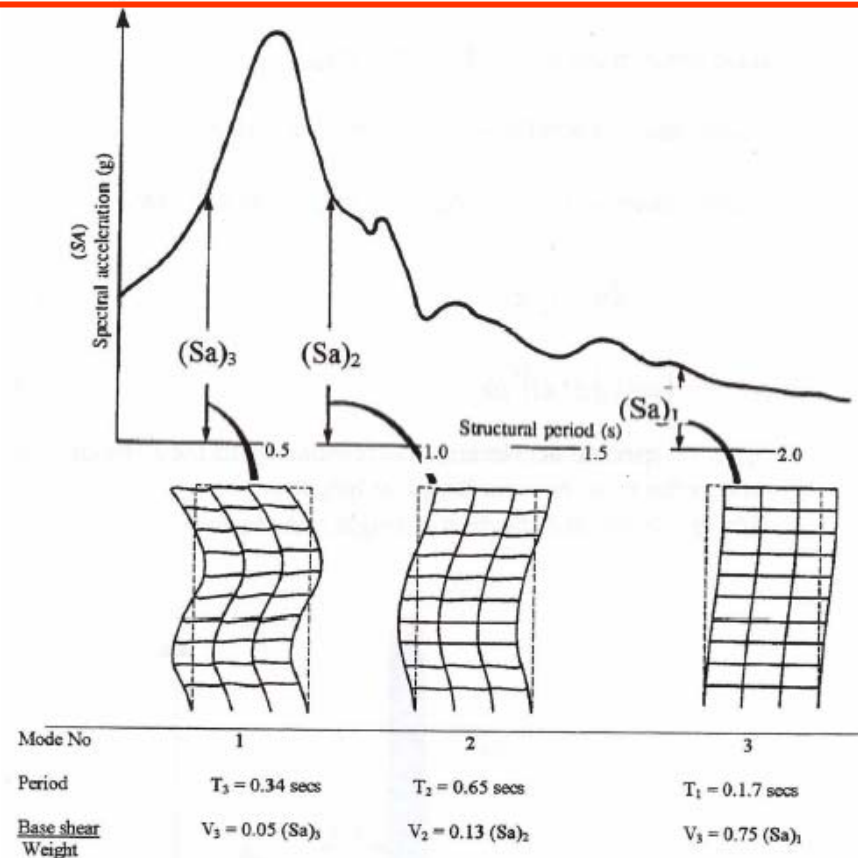
$T_1$  è il primo periodo di vibrazione della struttura

## METODI DI ANALISI: ANALISI LINEARE DINAMICA (par. 7.3.3.1)

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella **determinazione dei modi di vibrare** della costruzione (analisi modale),
- nel **calcolo degli effetti dell'azione sismica**, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, **per ciascuno dei modi di vibrare** individuati,
- nella **combinazione di questi effetti**.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare **tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%**.



Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una **combinazione quadratica completa** degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione:

$$E = \left( \sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2}$$

dove  $E_j$  valore dell'effetto relativo al modo  $j$ ;  $\rho_{ij}$  coefficiente di correlazione tra il modo  $i$  e il modo  $j$ , calcolato con formule di comprovata validità quale:

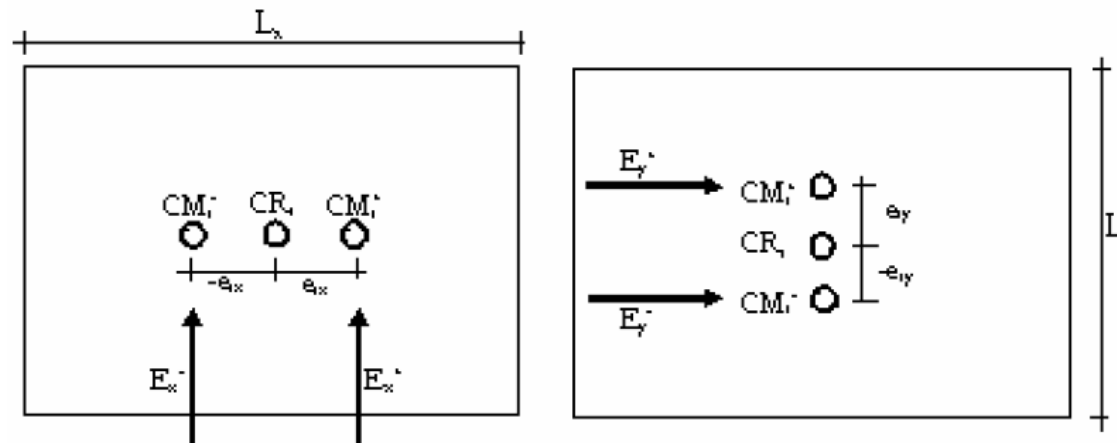
$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) \left[ (1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij} \right]}$$

## METODI DI ANALISI: ANALISI LINEARE DINAMICA (par. 7.8.1.5.3)

È applicabile in tutti i casi, con le limitazioni di cui al § 7.3.3.1. *Quanto indicato per modellazione e possibilità di redistribuzione nel caso di analisi statica lineare vale anche in questo caso.*

*Le verifiche fuori piano possono essere effettuate separatamente*, adottando le forze equivalenti indicate al punto precedente per l'analisi statica lineare.

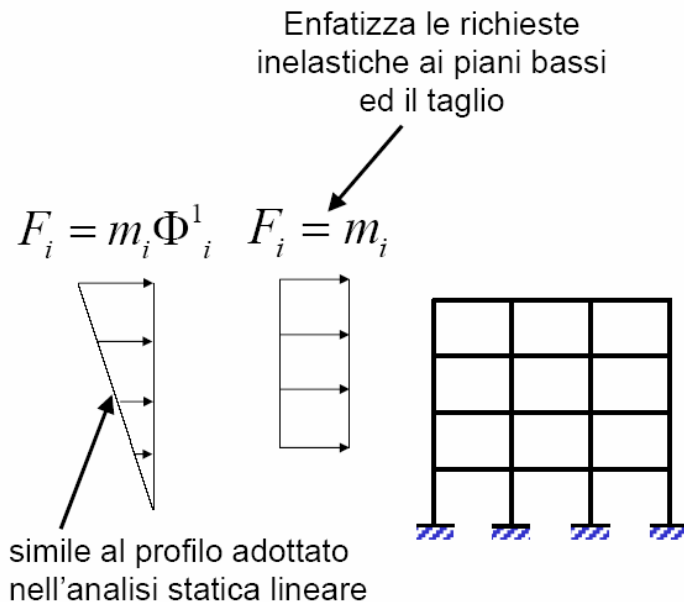
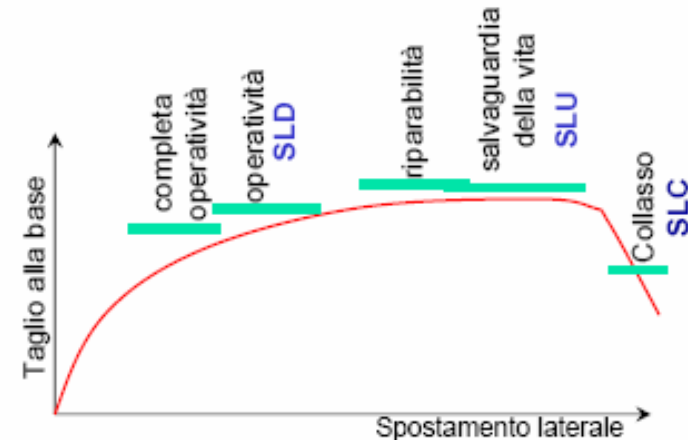
Per gli edifici, gli effetti della *eccentricità accidentale del centro di massa* possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, determinata come in § 7.3.3.2, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo, determinata come in § 7.2.6 (*0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica*).



## METODI DI ANALISI: ANALISI NON LINEARE STATICA (par. 7.3.4.1)

L'analisi non lineare statica consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia ed aventi risultante (taglio alla base)  $F_b$ .

*Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente*, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, *lo spostamento orizzontale  $d_c$  di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione*. Il diagramma  $F_b - d_c$  rappresenta la *curva di capacità della struttura*.



**Almeno due distribuzioni di forze d'inerzia:**

**Gruppo 1 - Distribuzioni principali:**

- distribuzione proporzionale alle forze statiche (se il modo di vibrare fondamentale ha massa part.  $\geq 75$ )...;
- distribuzione proporzionale alla forma del modo di vibrare (se la massa part.  $\geq 75\%$ );
- distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano da analisi din. lineare (se  $T_1 > T_c$ ).

**Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:**

- a) distribuzione uniforme di forze;
- b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo.

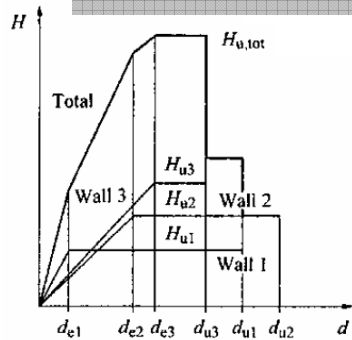


# METODI DI ANALISI: ANALISI NON LINEARE STATICA (par. 7.8.1.5.4)

L'analisi statica non lineare è applicabile agli edifici in muratura anche nei casi in cui la massa partecipante del primo modo di vibrare sia inferiore al 75% della massa totale ma comunque superiore al 60%.

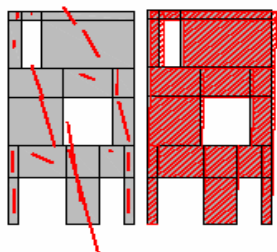
Il modello geometrico della struttura può essere conforme a quanto indicato nel caso di analisi statica lineare ovvero essere ottenuto utilizzando modelli più sofisticati.

## MECCANISMO DI PIANO



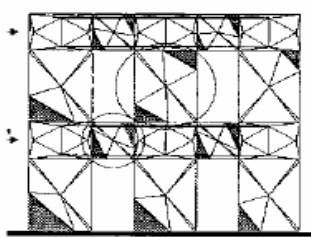
→ Edifici fino a 2 piani modelli a “meccanismi di piano” (es. POR-FLEX, POR-90, etc.)

Tomažević, Braga e Dolce



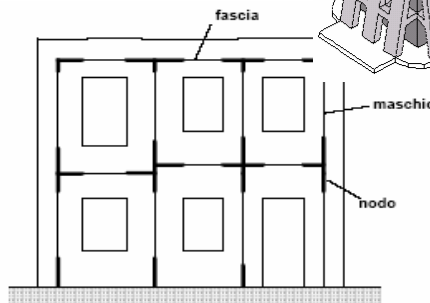
MAS3D

Braga, Liberatore, Spera



PEFV

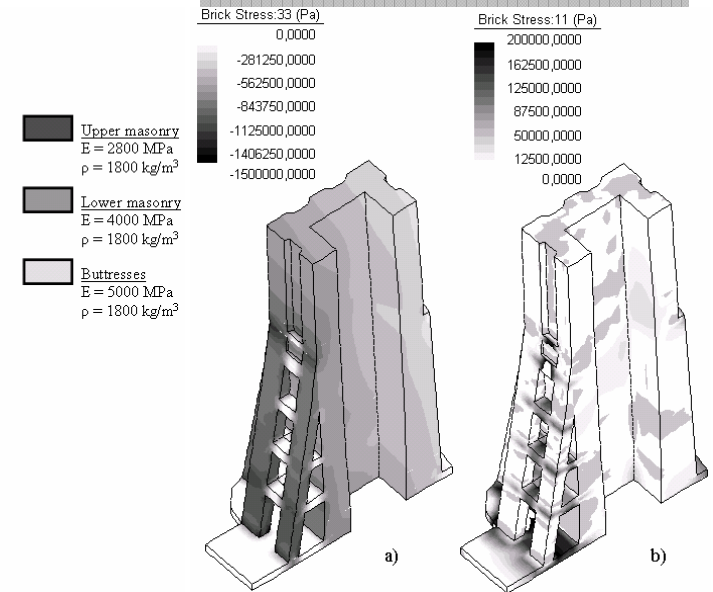
D'Asdia e Viskovic



SAM

Magenes, Della Fontana, Bolognini

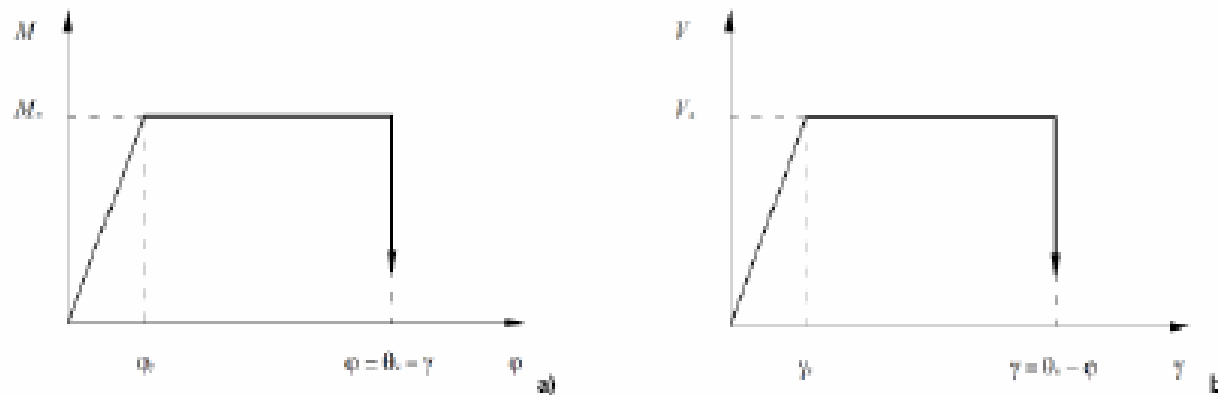
## ELEMENTI FINITI



## MACROELEMENTI

## METODI DI ANALISI: ANALISI NON LINEARE STATICA (par. 7.8.1.5.4)

*I pannelli murari* possono essere caratterizzati da un **comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza equivalente al limite elastico e spostamenti al limite elastico e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale o a taglio** di cui ai §§ 7.8.2.2 e 7.8.3.2. Gli elementi lineari in c.a. (cordoli, travi di accoppiamento) possono essere caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza equivalente al limite elastico e spostamenti al limite elastico e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale o a taglio.



*Comportamento elastico-perfettamente plastico del pannello murario: a) a flessione; b) a taglio.*

(par. 7.8.2.2.1) In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a **pressoflessione** può essere calcolata ponendo  $f_d$  pari al valore medio della resistenza a compressione della muratura, e **lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,8% dell'altezza del pannello**.

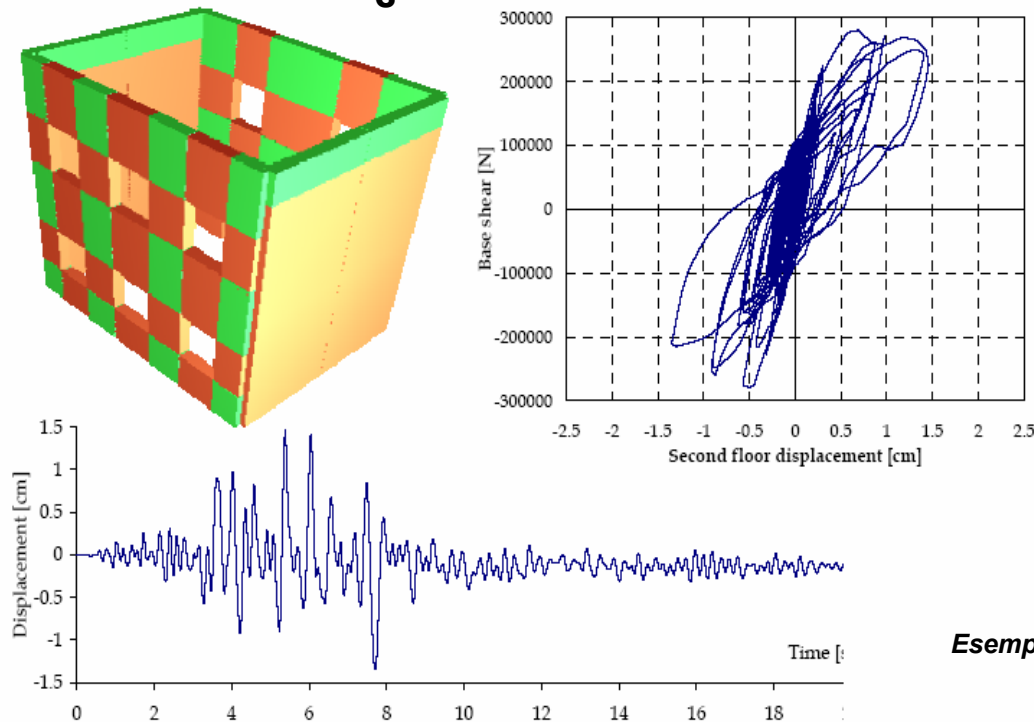
In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a **taglio** può essere calcolata ponendo  $f_{vd} = f_{vm0} + 0,4\sigma_n$  con  $f_{vm0}$  resistenza media a taglio della muratura ... e **lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,4% dell'altezza del pannello**.

## METODI DI ANALISI: ANALISI NON LINEARE DINAMICA (par. 7.3.4.2÷7.8.1.5.5)

L'analisi non lineare dinamica consiste nel *calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto*, utilizzando un modello non lineare della struttura e gli accelerogrammi definiti al § 3.2.3.6.

*L'analisi dinamica non lineare deve essere confrontata con una analisi modale con spettro di risposta di progetto*, al fine di controllare le differenze in termini di sollecitazioni globali alla base delle strutture.

Nel caso delle costruzioni con isolamento alla base l'analisi dinamica non lineare è obbligatoria quando il sistema d'isolamento non può essere rappresentato da un modello lineare equivalente, come stabilito nel § 7.10.5.2....



*Esempio col programma  
TREMURI*

Per edifici in muratura, si applica integralmente il § 7.3.4.2 facendo uso di modelli meccanici non lineari di comprovata e documentata efficacia.

## VERIFICHE DI SICUREZZA PER EDIFICI IN MURATURA NUOVI (par. 7.8.1.6)

---

In caso di *analisi lineare*, al fine della *verifica di sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo*, la resistenza di ogni elemento strutturale resistente al sisma deve risultare maggiore della sollecitazione agente per ciascuna delle seguenti modalità di collasso: *pressoflessione, taglio nel piano della parete, pressoflessione fuori piano*. Debbono essere comunque soggette a verifica a pressoflessione fuori del piano tutte le pareti aventi funzione strutturale, in particolare quelle portanti ai carichi verticali, anche quando non considerate resistenti al sisma in base ai requisiti di Tab. 7.8.II.

In caso di applicazione di principi di gerarchia delle resistenze (muratura armata) l'azione da applicare per la verifica a taglio è derivata dalla resistenza a pressoflessione, secondo quanto indicato al § 7.8.1.7.

*Le verifiche di sicurezza si intendono automaticamente soddisfatte, senza l'effettuazione di alcun calcolo esplicito, per le costruzioni che rientrino nella definizione di costruzione semplice (§7.8.1.9).*

*Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento.* In ogni caso, per le costruzioni in muratura ordinaria, e per le costruzioni in muratura armata in cui non si sia applicato il criterio di gerarchia delle resistenze, nelle quali il rapporto tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare ecceda il valore 3,0, la verifica di sicurezza deve ritenersi non soddisfatta.

Nel caso di analisi dinamica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento e la richiesta di spostamento.



# CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE MURATURE (NTC, cap. 11)

## Resistenza caratteristica a compressione:

Dalle NTC tabella 11.10.IV con malta M8 (resistenza a compressione 8 N/mm<sup>2</sup>) e blocchi con  $f_{bk}=15.00$  N/mm<sup>2</sup> si ottiene  $f_k=6.42$  N/mm<sup>2</sup>

Resistenza di calcolo  $f_d$  (con blocchi di categoria II e classe di esecuzione 2, condizione peggiore):

$f_d = f_k/\gamma_m = 6.42/3 = 2.14$  N/mm<sup>2</sup> (tab. 4.5.II);  $f_d = f_k/\gamma_m = 6.42/2 = 3.21$  N/mm<sup>2</sup> (par. 7.8.1.1, progetto sismico)

## Resistenza caratteristica a taglio:

La resistenza caratteristica a taglio della muratura è definita dalla relazione  $f_{vk} = f_{vk0} + 0.4\sigma_n$  in cui:

$f_{vk0}$  è la resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali

$\sigma_n$  è la tensione media dovuta ai carichi verticali agenti nella sezione di verifica

deve risultare inoltre  $f_{vk} < f_{vklim}$  con  $f_{vklim} = 1.4 f_{bk}$  (valore caratteristico della resistenza a compressione degli elementi in direzione orizzontale e nel piano del muro)

I valori della resistenza a taglio in assenza di carichi verticali  $f_{vk0}$  sono dedotti dalla tabelle 11.10.VI dalle quali nel caso in esame, per  $f_{bk} \leq 15$  N/mm<sup>2</sup> e malta M8 si ottiene  $f_{vk0} = 0.2$  N/mm<sup>2</sup>

Resistenza a taglio di calcolo  $f_{vd}$ :

$f_{vd} = f_{vk}/3$  (tab. 4.5.II, situazioni ordinarie);  $f_{vd} = f_{vk}/2$  (par. 7.8.1.1, progetto sismico);

## Modulo di elasticità longitudinale e tangenziale:

Riferimento: par. 11.10.3.4

Il modulo di elasticità normale è dato da  $E = 1000 \cdot f_k$ ; risulta quindi:

$$E = 6420 \text{ N/mm}^2$$

Il modulo di elasticità tangenziale è dato da  $G = 0.4 E$ , e quindi si ottiene:

$$G = 2568 \text{ N/mm}^2$$

## Calcestruzzo e armature:

CLS:  $R_{ck} 35$  N/mm<sup>2</sup>;  $f_{cd} = 18,75$  N/mm<sup>2</sup>

Acciaio: B450C;  $f_{yk} = 450$  N/mm<sup>2</sup> ;  $f_{yd} = 391$  N/mm<sup>2</sup>

## ANALISI DEI CARICHI (NTC, cap. 3)

<u>Solaio intermedio</u>	
<u>Carichi permanenti:</u>	
P.P. solaio laterocem., con travetti e pignatte	1,8 kN/m <sup>2</sup>
P.P. soletta 4 cm di c.a., 0,04x25	1,0 kN/m <sup>2</sup>
P.P. massetto 7 cm di c.a. alleggerito, 0,07x20	1,4 kN/m <sup>2</sup>
P.P. pavimento in ceramica o gres (sp. 2 cm)	0,4 kN/m <sup>2</sup>
P.P. intonaco all'intradosso (sp. 1,5 cm)	0,3 kN/m <sup>2</sup>
P.P. tramezze leggere ( $G_d \leq 1,00$ kN/m <sup>2</sup> )	0,4 kN/m <sup>2</sup>
Totale permanente	5,3 kN/m <sup>2</sup>
<u>Sovraccarichi variabili:</u>	
Ambienti non suscettibili di affollamento	2,0 kN/m <sup>2</sup>
Totale variabile	2,0 kN/m <sup>2</sup>
<u>Solaio copertura</u>	
<u>Carichi permanenti:</u>	
P.P. solaio laterocem., con travetti e pignatte	1,8 kN/m <sup>2</sup>
P.P. soletta 4 cm di c.a., 0,04x25	1,0 kN/m <sup>2</sup>
P.P. barriera al vapore e isolamento	0,2 kN/m <sup>2</sup>
P.P. intonaco all'intradosso (sp. 1,5 cm)	0,2 kN/m <sup>2</sup>
P.P. tramezze e copertura inclinata	2,2 kN/m <sup>2</sup>
P.P. guaina impermeabile e manto in tegole	0,6 kN/m <sup>2</sup>
Totale permanente	6,0 kN/m <sup>2</sup>
<u>Sovraccarichi variabili:</u>	
Neve	1,2 kN/m <sup>2</sup>
Totale variabile	1,2 kN/m <sup>2</sup>

**LUCE SOLAIO: 480 cm**

**H ≥ 1/25 L=19,2 cm**

→uso solai 20+4 cm tipo BAUSTA

**Sulla base dell'analisi dei carichi, effettuare un predimensionamento del solaio.**

<u>Scale</u>	
<u>Carichi permanenti:</u>	
P.P. soletta c.a. e sottofondo scalino	5,0 kN/m <sup>2</sup>
P.P. rivestimento in ceramica o gres (sp. 2 cm)	0,4 kN/m <sup>2</sup>
Totale permanente	5,4 kN/m <sup>2</sup>
<u>Sovraccarichi variabili:</u>	
Ambienti non suscettibili di affollamento e relativi servizi	2,0 kN/m <sup>2</sup>
Totale variabile	2,0 kN/m <sup>2</sup>
<u>Muratura a metro lineare di sviluppo (h 2,70m)</u>	
<u>Carichi permanenti:</u>	
P.P. muratura, sp. 0,30 x 2,7 x 16	12,96 kN/m
P.P. intonaco sulle due facciate (sp. 1,5+1,5cm)	1,64 kN/m
Totale permanente	14,6 kN/m
<u>Sovraccarichi variabili:</u>	
//	0 kN/m
Totale variabile	0 kN/m

## ANALISI DEI CARICHI (NTC, cap. 3)

---

### SOVRACCARICHI ACCIDENTALI: AZIONI DELLA NEVE (par. 3.4)

Il carico neve sarà valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

Dove:	$q_s$	è il carico neve sulla copertura
	$\mu_i$	è il coefficiente di forma della copertura
	$q_{sk}$	è il valore di riferimento del carico neve al suolo
	$C_E$	è il coefficiente di esposizione
	$C_t$	è il coefficiente termico

Zona I – Alpina: Bergamo

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

$$a_s \leq 200 \text{ m s.l.m.}$$

Per classe di topografia normale e in assenza di documentati studi sull'isolamento termico delle coperture:

$$C_E = 1,0; \quad C_t = 1,0$$

Coefficienti di forma per coperture a due falde ( $\alpha = 30^\circ$ ), in caso di carico da neve senza vento:

$$\mu_1 (\alpha_1) = 0,8$$

$$q_1 = 1,2 \text{ kN/m}^2$$



## ANALISI DEI CARICHI (NTC, cap. 3)

### SOVRACCARICHI ACCIDENTALI: AZIONI DEL VENTO (par. 3.3)

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

Dove:

$q_b$	è la pressione cinetica di riferimento
$c_e$	è il coefficiente di esposizione
$c_p$	è il coefficiente di forma
$c_d$	è il coefficiente dinamico

Zona 1 – Regione Lombardia:

$$v_b = v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$$

$$q_b = 0,5 \rho v_b^2 = 390,625 \text{ N/m}^2$$

per  $a \leq a_0 = 1000 \text{ m s.l.m.}$

Zona 1 – Rugosità B – Categoria IV

$$c_e = 1,65$$

Edificio a pianta rettangolare con coperture a falde, pressione esterna:  $\left\{ \begin{array}{l} \text{sopravento, } c_p = +0,8 \\ \text{sottovento, } c_p = -0,4 \end{array} \right.$

Edificio in muratura con larghezza 22,50 m ed altezza 9 m:

$$c_d = 1,0$$

$$p = \left\{ \begin{array}{l} \text{sopravento, } 516 \text{ N/m}^2 \\ \text{sottovento, } -259 \text{ N/m}^2 \end{array} \right.$$

## ANALISI DEI CARICHI (NTC, cap. 3)

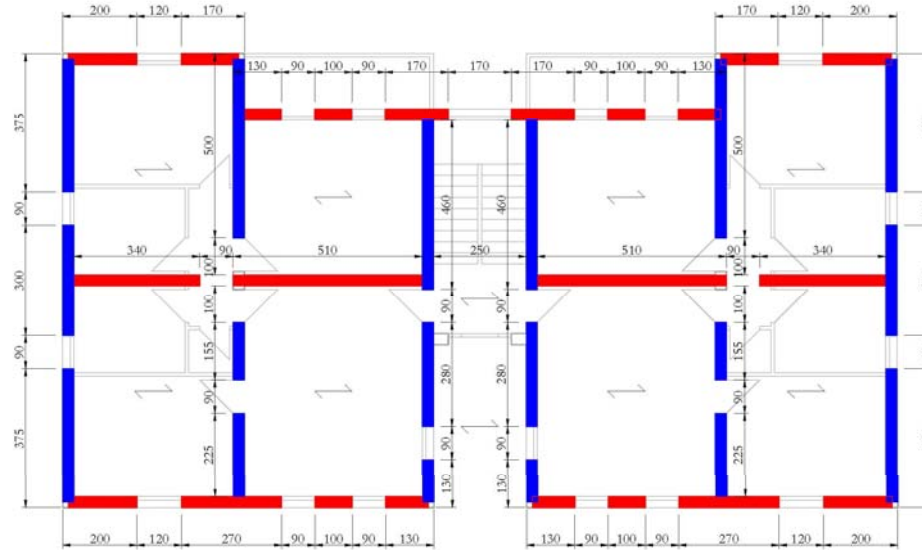
---

In relazione alle caratteristiche costruttive dell'edificio, l'analisi dei carichi fornisce:

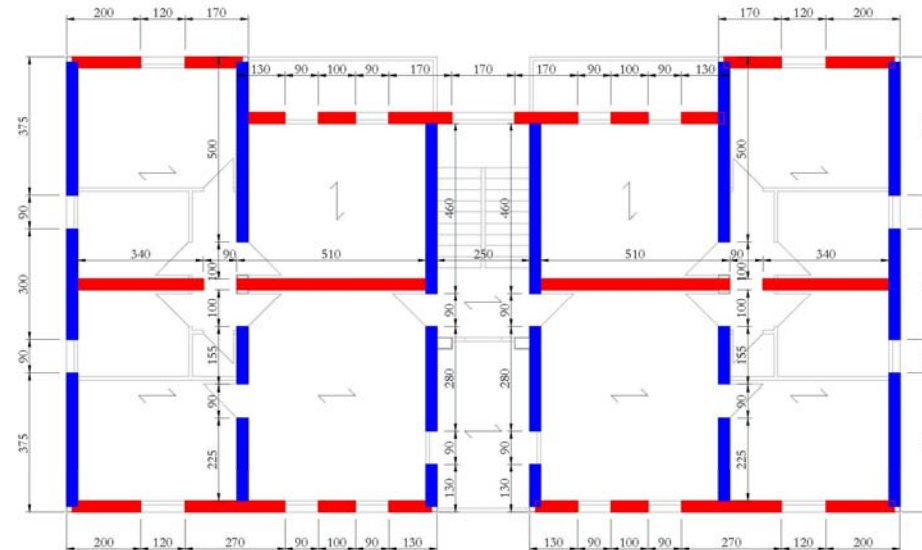
Peso proprio manto di copertura, solaio di copertura e muretti a sostegno delle falde del tetto	6,0 kN/mq
Carico accidentale sul tetto (neve)	1,2 kN/mq
Peso proprio murature (per metro lineare di sviluppo, con altezza 2,70 m)	13,0 kN/m
Peso proprio solaio intermedio del 1° piano e tramezze	5,3 kN/mq
Sovraccarico accidentale per civile abitazione	2,0 kN/mq
Vento:	
spinta	+ 0,52 kN/mq
aspirazione	- 0,26 kN/mq

Le azioni orizzontali, quali quella del vento, o del sisma, si ripartiscono tra le pareti di controventamento in base alla rigidezza e alla disposizione planimetrica delle pareti stesse.

# SCHEMA GEOMETRICO E RESISTENTE

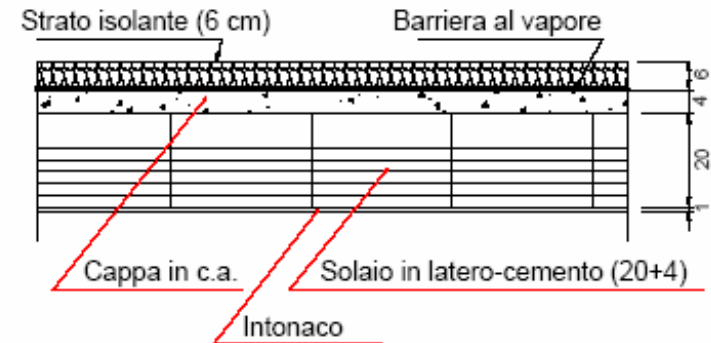
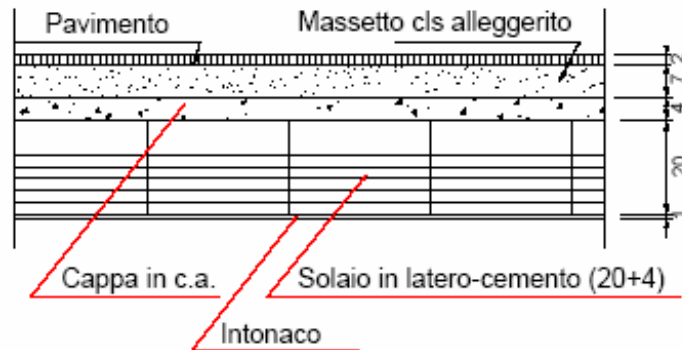


Pianta Piano Terra

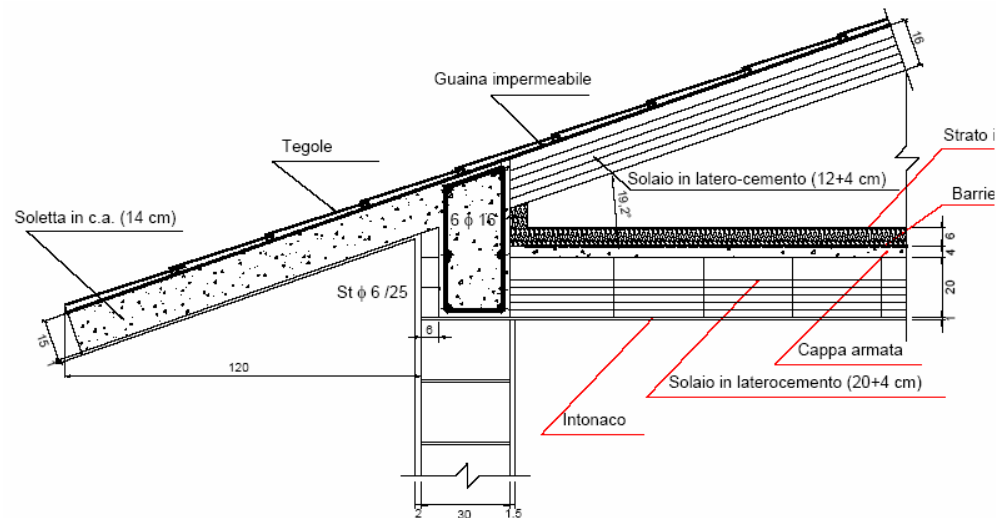


Pianta Piano Primo e Secondo

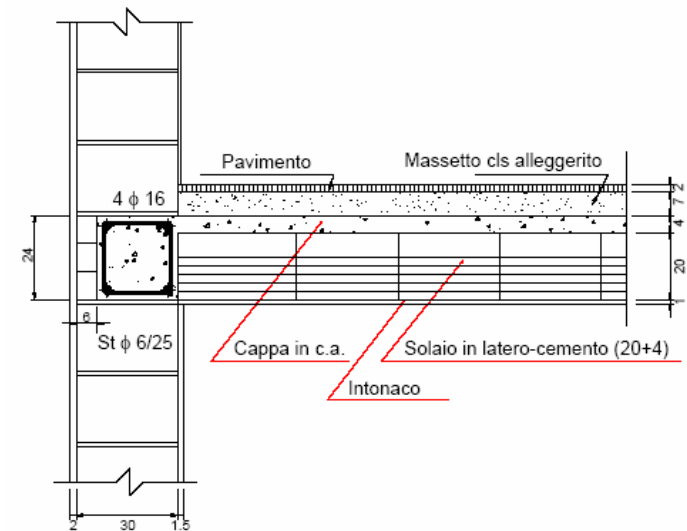
# DETTAGLI COSTRUTTIVI



Solaio del primo piano e del sottotetto.



Dettaglio della copertura in corrispondenza del cordolo esterno



Dettaglio del cordolo

## DIMENSIONAMENTO SEMPLIFICATO (par 4.5.6.4)

Per edifici semplici è consentito eseguire le verifiche, in via semplificativa, con il metodo delle tensioni ammissibili, adottando le azioni previste nelle presenti Norme Tecniche, ponendo il coefficiente  $\gamma_M = 4,2$  ed utilizzando il dimensionamento semplificato di seguito riportato con le corrispondenti limitazioni:

- a) Le pareti strutturali della costruzione siano continue dalle fondazioni alla sommità → **SI'**
- b) Nessuna altezza di interpiano sia superiore a 3,5 m → **SI'**
- c) l'edificio sia costituito da non più di 3 piani entro e fuori terra per muratura ordinaria (4 per armata) → **SI'**
- d) la planimetria dell'edificio sia inscrittibile in un rettangolo con rapporti fra lato minore e lato maggiore non inferiore a 1/3 → (0,94) **SI'**
- e) la snellezza della muratura non sia in nessun caso superiore a 12 → (9) **SI'**
- f) Il carico variabile per i solai non sia superiore a 3,00 kN/m<sup>2</sup>

- La verifica si intende soddisfatta se:

$$\sigma = N / (0,65 A) \leq f_k / \gamma_M \quad \text{in cui:}$$

N: carico verticale totale alla base di ciascun piano dell'edificio, ponendo  $\gamma_G = \gamma_Q = 1,0$ ;

A: area totale dei muri portanti allo stesso piano;

$f_k$ : resistenza caratteristica a compressione;  $\gamma_m = 4,2$

$$\sigma = N / (0,65 A) = 0,48 \text{ N/mm}^2 \leq 6,42 / 4,2 = 1,53 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{SI}'$$

**PER GLI EDIFICI SEMPLICI CHE RISPETTANO QUESTE CONDIZIONI, NON È OBBLIGATORIO EFFETTUARE ALTRE VERIFICHE DI SICUREZZA.**

## COMBINAZIONE DI CARICHI NON SISMICI, PER GLI SLU (NTC, par 2.5.3÷2.6.1)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Ai fini delle verifiche dello stato limite ultimo, si definisce tale combinazione fondamentale delle azioni.

		Coefficiente	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,30	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0

Con riferimento al par. 2.6.1. Tab. 2.6.1, si considerano le seguenti combinazioni di calcolo:

A) Combinazione A, azione base, carichi di esercizio (1°IMP e 2°IMP) o neve (3°IMP), vento  
 $F_d = 1,3 G_{k1} + 1,5 (Q_k + 0,60 W_k)$

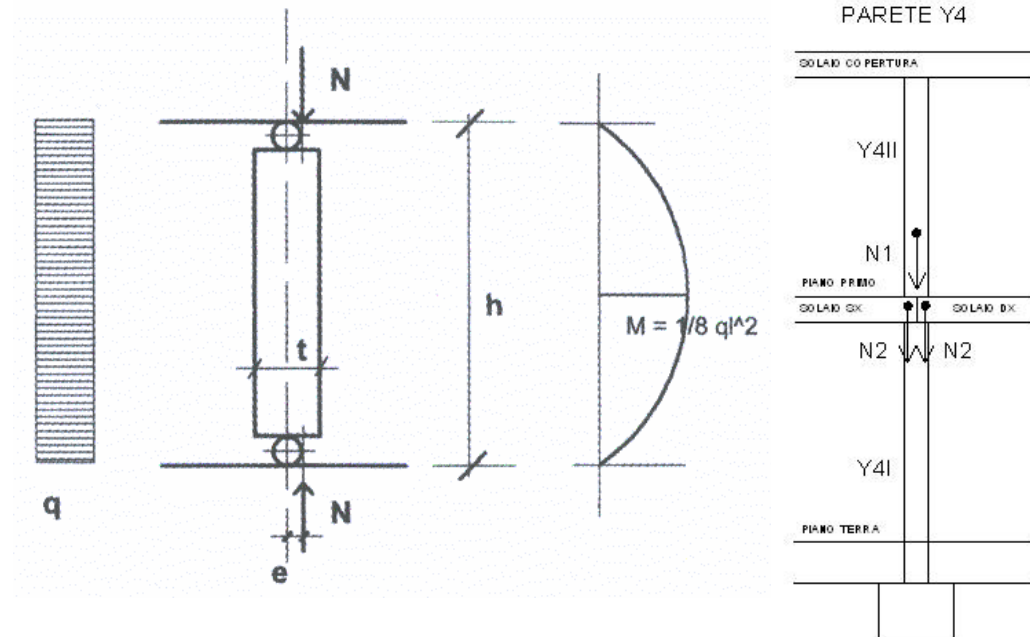
B) Combinazione B, azione base, vento, carichi di esercizio (1°IMP e 2°IMP) o neve (3°IMP)  
 $F_d = 1,3 G_{k1} + 1,5 (W_k + 0,70 \div 0,50 Q_k)$

Dove:

- $G_{k1}$ : carichi permanenti;
- $Q_k$ : carichi variabili;
- $W_k$ : forza orizzontale dovuta al vento.

## VERIFICA A PRESSO FLESSIONE PER CARICHI LATERALI (par. 4.5.6.2)

Lo **schema statico per carichi verticali** prevede che le sollecitazioni vengano valutate assimilando i **muri a semplici appoggi** per i solai, cosiddetto “**schema dell’articolazione**”; per tener conto dei momenti flettenti, i **carichi agenti** sui muri vengono considerati applicati **con opportune eccentricità**.



Affinché la sezione del muro risulti verificata occorre che il **carico verticale agente di calcolo  $N_d$** , sia **inferiore al carico di rottura** del muro:

$$N_d \leq \Phi f_d A$$

dove:

- $N_d$ : carico verticale agente di calcolo alla base del muro;
- A: area della sezione orizzontale del muro, al netto delle aperture;
- $f_d$ : resistenza di calcolo a compressione della muratura;
- $\Phi$ : coefficiente di riduzione della resistenza del muro

## VERIFICA PER CARICHI VERTICALI CONCENTRATI (EC6, par. 6.1.3)

Il valore di progetto di un **carico verticale concentrato applicato** ad una parete di muratura,  $N_{Edc}$ , deve essere **minore o uguale al valore di progetto della resistenza ai carichi verticali concentrati** della parete,  $N_{Rdc}$ .

$$N_{Edc} \leq N_{Rdc} = \beta A_b f_d$$

dove:

- $\beta$ : fattore di miglioramento per carichi concentrati
- $h_c$ : altezza della parete al livello del carico
- $a_1$ : distanza dalla fine della parete al bordo più vicino all'impronta del carico;
- $A_b$ : area dell'impronta di carico;
- $A_{ef}$ : area portante effettiva, ovverosia  $l_{efm} \cdot t$
- $f_d$ : resistenza di calcolo a compressione della muratura;
- $l_{efm}$ : lunghezza effettiva della parte portante, determinata a metà altezza
- $t$ : spessore del muro;

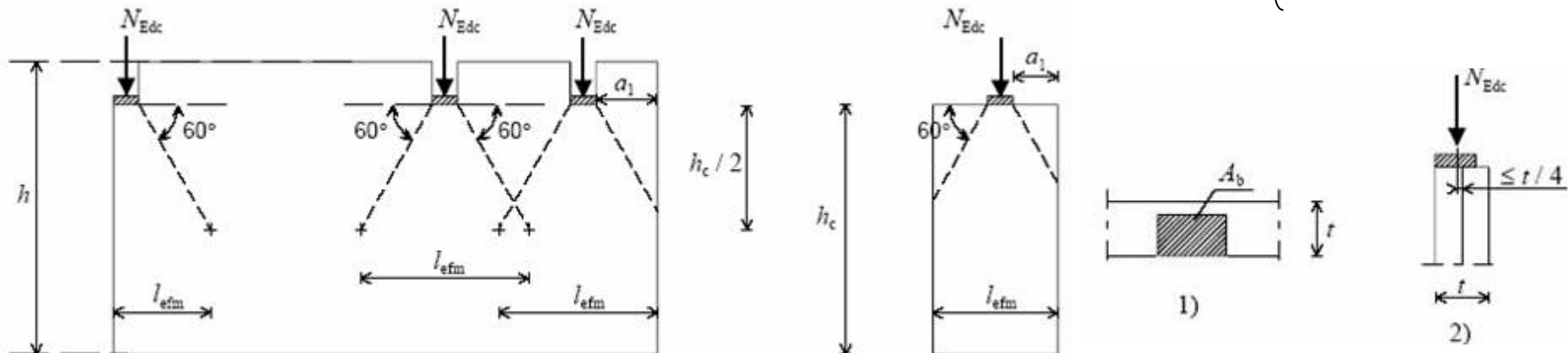
$$\frac{A_b}{A_{ef}}$$

non è maggiore di 0,45

$$\beta = \left( 1 + 0,3 \frac{a_1}{h_c} \right) \left( 1,5 - 1,1 \frac{A_b}{A_{ef}} \right)$$

$$\geq 1,0$$

$$\leq 1,25 + \frac{a_1}{2h_c}; \leq 1,5$$





## VERIFICHE SISMICHE PER COSTRUZIONI SEMPLICI (par. 7.8.1.9)

### REGOLARITÀ IN PIANTA (par. 7.2.2):

- a) la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica → **SI'**
- b) il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è inferiore a 4 → (1,1) **SI'**
- c) almeno una dimensione di eventuali rientri o sporgenze non supera il 25 % → (12%) **SI'**
- d) i solai possono essere considerati infinitamente rigidi e sufficientemente resistenti → **SI'**

### REGOLARITA' IN ALTEZZA (par. 7.2.2):

- e) tutti i sistemi resistenti verticali dell'edificio si estendono per tutta l'altezza → **SI'**
- f) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente → (costanti) **SI'**
- h) eventuali restringimenti della sezione orizzontale avvengono in modo graduale → (non sono presenti) **SI'**

### “COSTRUZIONI SEMPLICI” (par. 7.8.1.9):

- La costruzione rispetta le condizioni di semplicità del par. 4.5.6.4 → **SI'**
- La costruzione rispetta le condizioni di regolarità in pianta ed in elevazione → **SI'**
- La costruzione rispetta i criteri di progetto e requisiti geometrici di cui al par. 7.8.1.4 (piante compatte e simmetriche, pareti continue, orizzontamenti non spingenti, solai ben collegati e con funzionamento a diaframma, distanza max tra solai 5 m, geometria delle pareti che rispetta i limiti di tab. 7.8.II) → **SI'**

	$t_{\min}$	$(h_c/t)_{\max}$	$(l/h)_{\min}$
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 zona 3 e 4	240 mm	12	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in zona 4	200 mm	20	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in zona 4	150 mm	20	0,3

## VERIFICHE SISMICHE PER COSTRUZIONI SEMPLICI (par. 7.8.1.9)

### “COSTRUZIONI SEMPLICI” (...continua):

- La costruzione rispetta i criteri di progetto di cui al par. 7.8.2.1 (aperture verticali allineate) → **SI'**
- In ciascuna delle 2 dir. almeno 2 sistemi di pareti di lunghezza complessiva  $\geq 50\%$  → (X=68%, Y= 85%) **SI'**
- La distanza tra questi due sistemi di pareti sia  $\geq 75\%$  della dimensione dell'edificio in dir.  $\perp$  → **SI'**
- Almeno il 75% dei carichi verticali sia portato dalle pareti che resistono alle azioni orizzontali → **SI'**
- In ciascuna delle due direzioni interasse  $\leq 7$  m, elevabili a 9 m per edifici in muratura armata → **SI'**
- Rapporto delle aree  $\geq$  valori ... per ciascuna delle due direzioni ortogonali → ( $A_x=5\%$ ,  $A_y= 6\%$ ) **SI'**

Accelerazione di picco del terreno $a_g * S * S_T$ (1)		$\leq 0.07$ g	$\leq 0.1$ g	$\leq 0.15$ g	$\leq 0.20$ g	$\leq 0.25$ g	$\leq 0.30$ g	$\leq 0.35$ g	$\leq 0.40$ g	$\leq 0.45$ g	$\leq 0.4725$ g
Tipo di struttura	Numero piani										
Muratura ordinaria	1	3.5 %	3.5 %	4.0 %	4.5 %	5.0 %	5.5 %	6.0 %	6.0 %	6.0 %	6.5 %
	2	4.0 %	4.0 %	4.5 %	5.0 %	5.5 %	6.0 %	6.5 %	6.5 %	6.5 %	7.0 %
	3	4.5 %	4.5 %	5.0 %	5.5 %	6.0 %	6.5 %	7.0 %			
Muratura armata	1	2.5 %	3.0 %	3.0 %	3.0 %	3.5 %	3.5 %	4.0 %	4.0 %	4.5 %	4.5 %
	2	3.0 %	3.5 %	3.5 %	3.5 %	4.0 %	4.0 %	4.5 %	5.0 %	5.0 %	5.0 %
	3	3.5 %	4.0 %	4.0 %	4.0 %	4.5 %	5.0 %	5.5 %	5.5 %	6.0 %	6.0 %
	4	4.0 %	4.5 %	4.5 %	5.0 %	5.5 %	5.5 %	6.0 %	6.0 %	6.5 %	6.5 %

- Per ogni piano risulta:

$$\sigma = N / A \leq 0,25 (f_k / \gamma_M) = 0,35 \leq 0,54 \quad \rightarrow \mathbf{SI'}$$

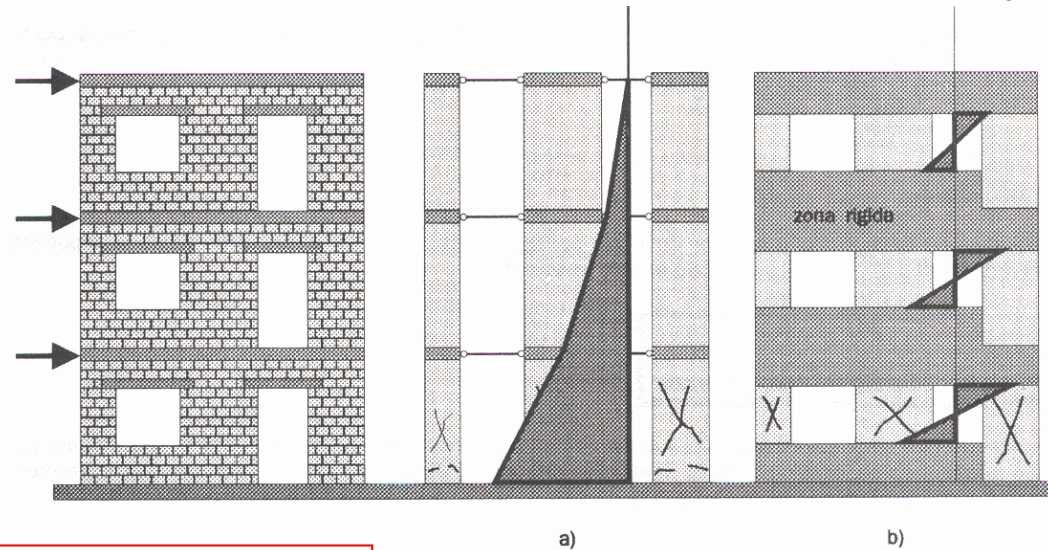
N: carico verticale totale alla base di ciascun piano dell'edificio, ponendo  $\gamma_G = \gamma_Q = 1,0$

A: area totale dei muri portanti allo stesso piano.

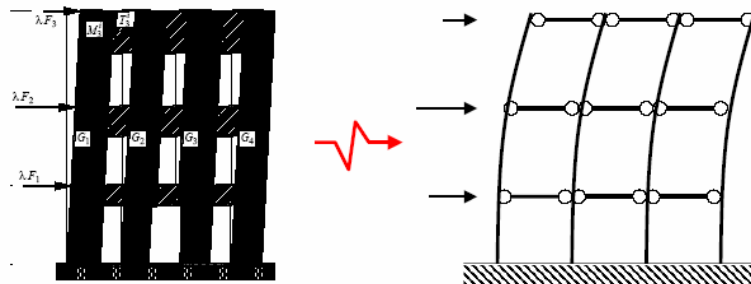
**PER LE COSTRUZIONI SEMPLICI RICADENTI IN ZONA 2, 3, 4 NON È OBBLIGATORIO EFFETTUARE ALCUNA ANALISI E VERIFICA DI SICUREZZA.**

## ANALISI LINEARE STATICA: MODELLI DI CALCOLO (par. 7.8.1.5.2)

Per un edificio in muratura regolare sia in pianta che in altezza, si può certamente applicare l'analisi statica lineare, a condizione che il primo periodo di vibrazione della struttura  $T_1 \leq 2,5 T_C$ .

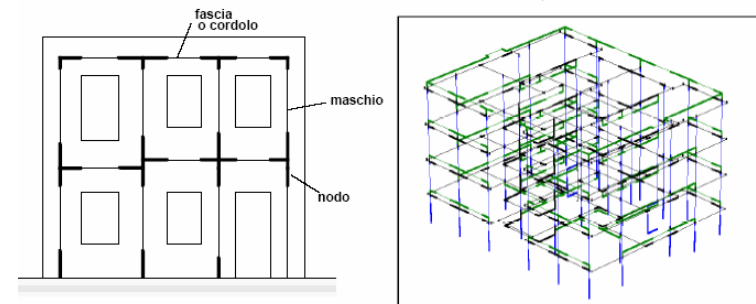


### → MODELLI A MENSOLE



Nell'ipotesi di infinita rigidezza nel piano dei solai, il modello potrà essere costituito dai soli elementi murari continui dalle fondazioni alla sommità, collegati ai soli fini traslazionali alle quote dei solai.

### → MODELLI A TELAIO EQUIVALENTE



In alternativa, gli elementi di accoppiamento fra pareti diverse potranno essere considerati nel modello. In presenza di tali elementi si possono utilizzare modelli a telaio.

## COMBINAZIONE DI CARICHI SISMICI, PER GLI SLU (NTC, par 2.5.3÷3.2.4)

La verifica allo stato limite ultimo (SLU) o di danno (SLD) deve essere effettuata per la seguente combinazione della azione sismica con le altre azioni:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

dove:

E azione sismica per lo stato limite in esame;

$G_1$  carichi permanenti (peso proprio elementi strutturali) e spinte del terreno;

$G_2$  carichi permanenti (peso proprio elementi non strutturali);

P pretensione o precompressione;

$\psi_{2i}$  coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi-permanente della azione variabile  $Q_i$ ;

$Q_{ki}$  valore caratteristico della azione variabile  $Q_i$ .

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

# ANALISI DEI CARICHI VERTICALI AGENTI E ASSOCIATI ALL'AZIONE SISMICA

**carichi verticali agenti:**

$G_1 + G_2 + \sum (\psi_{2i} Q_{ki})$  per valutare la combinazione di verifica.

**carichi associati all'azione sismica:**

$G_1 + G_2 + \sum (\psi_{2i} Q_{ki})$  per valutare gli effetti dell'azione sismica.

Combinazione dei carichi per il calcolo dell'azione sismica e per le verifiche

	Parete	Xi m	Yi m	Lx m	Ly m	Wi kN	A 3°impalc m <sup>2</sup>	A 2°impalc m <sup>2</sup>	A 1°impalc m <sup>2</sup>	Peso 3° imp kN	Peso 2° imp kN	Peso 1° imp kN	Peso 3°liv kN	Peso 2°liv kN	Peso 1°liv kN	Peso TOT kN
<b>Pareti Direz. X</b>	X101	1.075	12.150	1.85	0.3	24.0	6.79	1.7600	1.7600	40.74	10.38	10.38	64.72	34.36	34.36	133.44
	X102	3.975	12.150	1.55	0.3	20.1	6.1	1.5200	1.5200	36.60	8.97	8.97	56.69	29.06	29.06	114.80
	X103	5.325	10.650	1.15	0.3	14.9	2.11	2.6100	2.6100	12.66	15.40	15.40	27.56	30.30	30.30	88.17
	X104	7.300	10.650	1	0.3	13.0	4.37	4.3700	4.3700	26.22	25.78	25.78	39.18	38.74	38.74	116.67
	X105	9.550	10.650	1.7	0.3	22.0	6.26	4.3900	4.3900	37.56	25.90	25.90	59.59	47.93	47.93	155.46
	X106	12.950	10.650	1.7	0.3	22.0	6.26	4.3900	4.3900	37.56	25.90	25.90	59.59	47.93	47.93	155.46
	X107	15.200	10.650	1	0.3	13.0	4.37	4.3700	4.3700	26.22	25.78	25.78	39.18	38.74	38.74	116.67
	X108	17.175	10.650	1.15	0.3	14.9	2.11	2.6100	2.6100	12.66	15.40	15.40	27.56	30.30	30.30	88.17
	X109	18.525	12.150	1.55	0.3	20.1	6.1	1.5200	1.5200	36.60	8.97	8.97	56.69	29.06	29.06	114.80
	X110	21.425	12.150	1.85	0.3	24.0	6.79	1.7600	1.7600	40.74	10.38	10.38	64.72	34.36	34.36	133.44
	X111	1.925	6.150	3.55	0.3	46.0	5.34	5.3400	5.3400	32.04	31.51	31.51	78.05	77.51	77.51	233.08
<b>Pareti Direz. Y</b>	Y110	12.650	8.200	0.3	4.75	61.6	15.72	15.7200	15.7200	94.32	92.75	92.75	155.88	154.31	154.31	464.50
	Y111	12.650	3.600	0.3	2.8	36.3	14.61	14.6100	14.6100	87.66	86.20	86.20	123.95	122.49	122.49	368.92
	Y112	12.650	0.725	0.3	1.15	14.9	5.86	5.0800	5.0800	35.16	29.97	29.97	50.06	44.88	44.88	139.82
	Y113	17.750	9.725	0.3	4.85	62.9	22.29	20.6700	20.6700	133.74	121.95	121.95	196.60	184.81	184.81	566.21
	Y114	17.750	4.225	0.3	1.55	20.1	12.55	12.5500	12.5500	75.30	74.05	74.05	95.39	94.13	94.13	283.65
	Y115	17.750	1.350	0.3	2.4	31.1	11.31	11.3100	11.3100	67.86	66.73	66.73	98.96	97.83	97.83	294.63
	Y116	22.350	10.350	0.3	3.6	46.7	16.07	8.6500	8.6500	96.42	51.04	51.04	143.08	97.69	97.69	338.46
	Y117	22.350	6.150	0.3	3	38.9	12.65	6.8000	6.8000	75.90	40.12	40.12	114.78	79.00	79.00	272.78
	Y118	22.350	1.950	0.3	3.6	46.7	16.07	8.6500	8.6500	96.42	51.04	51.04	143.08	97.69	97.69	338.46
TOT													3561.50	2918.72	2918.72	9398.94

## PERIODO DI RITORNO DELL'AZIONE SISMICA (par. 2.4÷3.2.1)

Tabella 2.4.I – Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

**Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

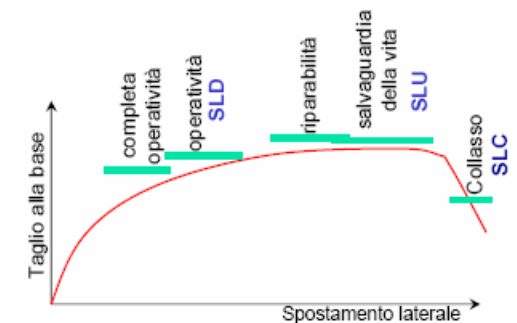
Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,0 = 50$$

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento  $P_{V_R}$  al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		$P_{V_R}$ Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%



$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = -\frac{50}{\ln(1 - 0,1)} = 475$$



# CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA (par. 3.2.3 – All. A)



**Pontirolo Nuovo (BG)**  
**lat. 45.571; long. 9.5662:**

ID	LON	LAT	TR=30			TR=50			TR=72			TR=101			TR=140			TR=201			TR=475			TR=975			TR=2475		
			ag	Fo	TC	ag	Fo	TC	ag	Fo	TC	ag	Fo	TC	ag	Fo	TC	ag	Fo	TC	ag	Fo	TC	ag	Fo	TC	ag	Fo	TC
15595	9.5513	44.720	0.397	2.51	0.21	0.504	2.49	0.24	0.580	2.52	0.25	0.666	2.51	0.26	0.756	2.51	0.27	0.867	2.51	0.27	1.179	2.49	0.29	1.499	2.47	0.30	1.991	2.49	0.31
10934	9.5529	45.771	0.246	2.48	0.18	0.318	2.51	0.21	0.370	2.54	0.22	0.426	2.52	0.24	0.493	2.50	0.24	0.568	2.52	0.26	0.794	2.52	0.28	1.051	2.49	0.29	1.459	2.50	0.30
15817	9.5546	44.670	0.423	2.48	0.22	0.538	2.48	0.24	0.625	2.49	0.25	0.725	2.47	0.26	0.824	2.48	0.27	0.953	2.47	0.27	1.306	2.45	0.28	1.662	2.45	0.29	2.211	2.46	0.31
11156	9.5563	45.721	0.257	2.46	0.19	0.334	2.50	0.21	0.389	2.53	0.22	0.458	2.47	0.24	0.531	2.48	0.24	0.615	2.49	0.26	0.884	2.46	0.28	1.171	2.45	0.28	1.619	2.50	0.29
16039	9.5578	44.620	0.451	2.44	0.23	0.576	2.46	0.24	0.685	2.44	0.25	0.793	2.44	0.26	0.916	2.43	0.26	1.062	2.44	0.27	1.487	2.40	0.28	1.893	2.42	0.29	2.503	2.46	0.30
11378	9.5596	45.671	0.267	2.45	0.20	0.347	2.49	0.21	0.406	2.51	0.22	0.485	2.45	0.24	0.561	2.47	0.25	0.660	2.46	0.26	0.954	2.44	0.27	1.264	2.45	0.28	1.740	2.50	0.29
16261	9.5617	44.570	0.478	2.41	0.23	0.618	2.43	0.25	0.740	2.44	0.25	0.872	2.44	0.25	1.007	2.43	0.26	1.187	2.40	0.27	1.653	2.41	0.28	2.155	2.39	0.28	2.936	2.40	0.29
11600	9.5629	45.621	0.274	2.46	0.20	0.357	2.49	0.21	0.422	2.48	0.22	0.503	2.44	0.24	0.581	2.47	0.25	0.688	2.44	0.26	0.995	2.43	0.27	1.318	2.45	0.28	1.808	2.51	0.29
16463	9.5643	44.520	0.496	2.39	0.23	0.647	2.45	0.25	0.782	2.43	0.25	0.949	2.35	0.25	1.117	2.34	0.26	1.289	2.38	0.26	1.769	2.40	0.27	2.309	2.46	0.27	3.125	2.45	0.29
<b>11822</b>	<b>9.5662</b>	<b>45.571</b>	<b>0.270</b>	<b>2.46</b>	<b>0.20</b>	<b>0.361</b>	<b>2.49</b>	<b>0.21</b>	<b>0.428</b>	<b>2.48</b>	<b>0.22</b>	<b>0.500</b>	<b>2.45</b>	<b>0.24</b>	<b>0.586</b>	<b>2.47</b>	<b>0.25</b>	<b>0.695</b>	<b>2.44</b>	<b>0.26</b>	<b>1.003</b>	<b>2.43</b>	<b>0.27</b>	<b>1.327</b>	<b>2.45</b>	<b>0.28</b>	<b>1.820</b>	<b>2.51</b>	<b>0.29</b>
16705	9.5676	44.470	0.498	2.39	0.23	0.650	2.45	0.25	0.787	2.43	0.25	0.966	2.33	0.25	1.125	2.34	0.26	1.299	2.38	0.26	1.784	2.47	0.27	2.328	2.46	0.28	3.137	2.46	0.29
12044	9.5695	45.521	0.280	2.46	0.20	0.361	2.50	0.21	0.425	2.49	0.22	0.503	2.46	0.24	0.578	2.48	0.26	0.681	2.46	0.26	0.976	2.45	0.27	1.290	2.45	0.28	1.771	2.51	0.29
16927	9.5708	44.420	0.485	2.40	0.23	0.628	2.42	0.25	0.752	2.45	0.25	0.885	2.44	0.26	1.064	2.34	0.26	1.238	2.36	0.27	1.690	2.40	0.28	2.195	2.41	0.28	2.951	2.40	0.31
12266	9.5728	45.471	0.279	2.47	0.20	0.356	2.51	0.21	0.415	2.51	0.22	0.488	2.48	0.24	0.559	2.50	0.26	0.650	2.49	0.27	0.918	2.48	0.28	1.208	2.47	0.29	1.665	2.51	0.29
17149	9.5741	44.370	0.459	2.43	0.23	0.587	2.45	0.25	0.699	2.43	0.26	0.814	2.43	0.26	0.942	2.44	0.26	1.095	2.43	0.27	1.531	2.39	0.28	1.970	2.37	0.29	2.616	2.40	0.30
7605	9.5747	46.523	0.290	2.44	0.18	0.379	2.47	0.20	0.456	2.45	0.21	0.535	2.46	0.22	0.615	2.48	0.23	0.724	2.47	0.24	1.016	2.49	0.25	1.309	2.53	0.26	1.745	2.61	0.27
12488	9.5761	45.421	0.277	2.49	0.20	0.350	2.52	0.21	0.401	2.55	0.22	0.469	2.50	0.24	0.535	2.52	0.26	0.611	2.54	0.27	0.850	2.52	0.28	1.102	2.51	0.29	1.515	2.52	0.30
17371	9.5773	44.320	0.429	2.47	0.23	0.547	2.47	0.24	0.639	2.47	0.26	0.738	2.46	0.26	0.841	2.47	0.27	0.996	2.42	0.27	1.375	2.41	0.29	1.782	2.37	0.29	2.376	2.37	0.31
7827	9.5781	46.473	0.278	2.46	0.17	0.361	2.48	0.20	0.426	2.49	0.21	0.500	2.48	0.22	0.571	2.51	0.23	0.665	2.51	0.24	0.926	2.51	0.25	1.189	2.54	0.27	1.591	2.61	0.27



# SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCEL. – COMP. ORIZZ. (PAR. 3.2.3.2.1)

## 3.2.3.2.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R}$  considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad \longrightarrow \quad T_B = T_C / 3 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \quad \longrightarrow \quad T_C = C_C \cdot T_C^* \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right) \quad \longrightarrow \quad T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6
 \end{aligned}$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$$

$$S = S_S \cdot S_T$$

Tabella 3.2.V – Espressioni di  $S_S$  e di  $C_C$

Categoria sottosuolo	$S_S$	$C_C$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

## CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA - SLV (par. 3.2.3 – All. A)

Pontirolo Nuovo (BG); lat. 45.571; long. 9.5662; con  $T_R=475$  anni:

$$\Rightarrow a_g = 1,003(m/s^2) = 0,100g \quad F_0 = 2,433 \quad T_c^* = 0,272s$$

Lo spettro di risposta per lo SLV su suolo C risulta definito con i seguenti parametri:

(categoria di sottosuolo: C 'Terreni mediamente addensati')

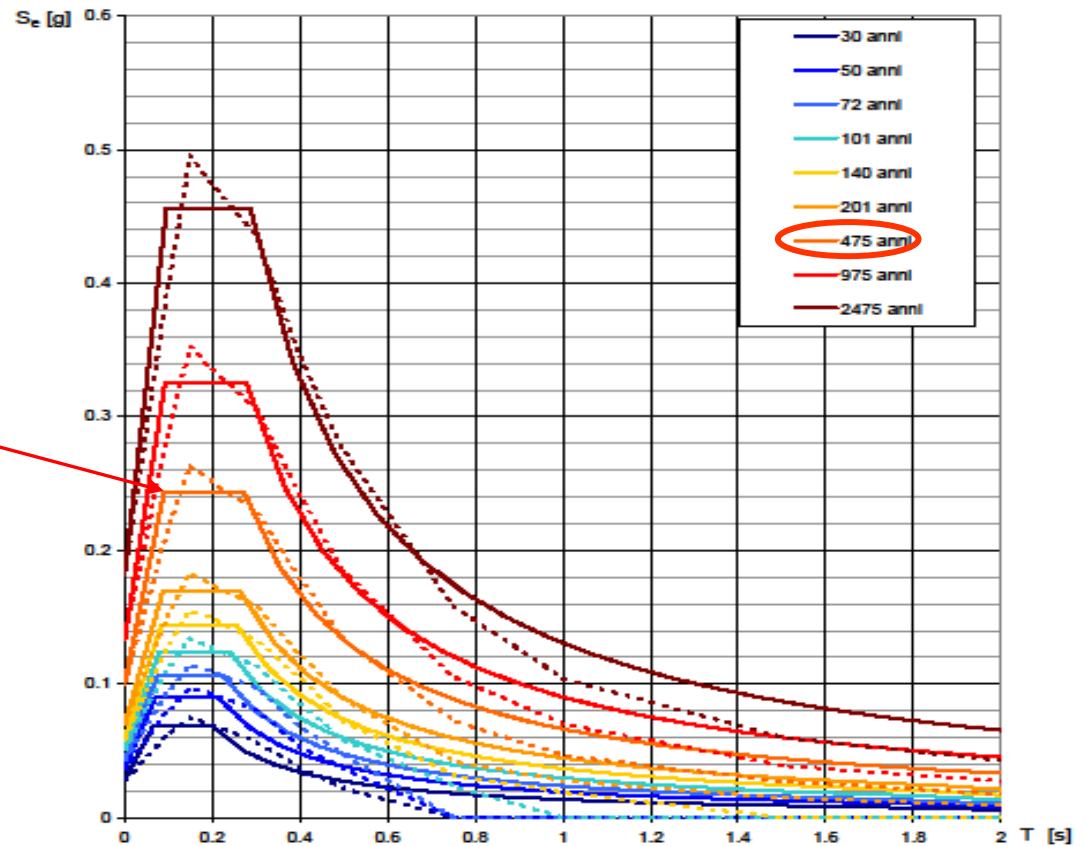
Amplificazione stratigrafica  $S_S=1,5$ ; Categoria topografica  $S_T=1,0$

$$S = S_S S_T = 1.5$$

$$T_R = 475 \text{ anni}$$

Risultati ottenuti utilizzando il programma  
Analisi sismiche – Spettri di risposte 1.02

Reso disponibile dal  
Consiglio Superiore Dei Lavori Pubblici



NOTA:  
Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

## CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA (par. 3.2.3)

Pontirolo Nuovo (BG); lat. 45.571; long. 9.5662; con  $T_R=475$  anni:

$$\Rightarrow a_g = 1,003(m/s^2) = 0,100g \quad F_0 = 2,433 \quad T_c^* = 0,272s$$

Si effettua una analisi elastica lineare.

$$q = q_0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \cdot K_R = 2,0 \cdot 1,8 \cdot 1,0 = 3,6$$

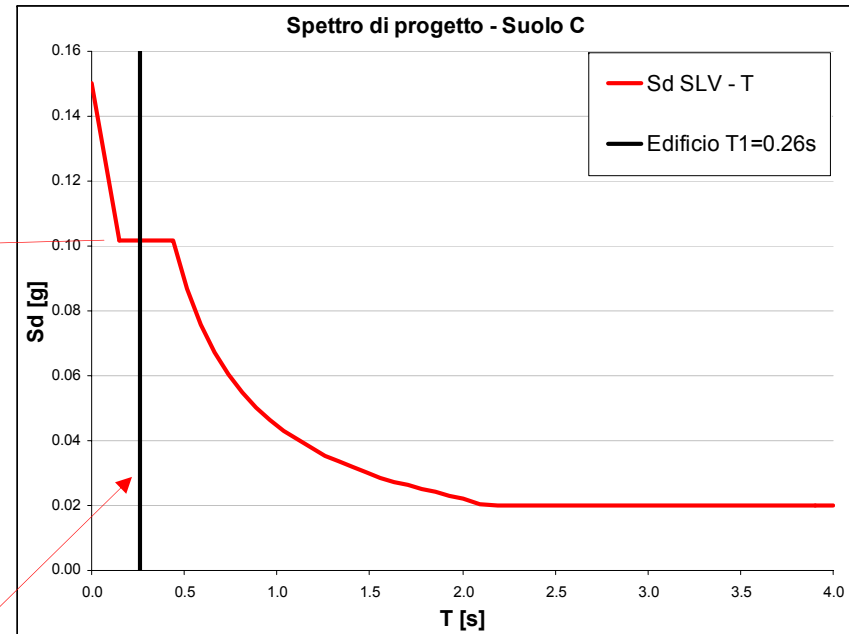
L'azione sismica è introdotta nella modellazione attraverso lo spettro di progetto opportunamente scalato per tenere conto delle caratteristiche del terreno e ottenuto dallo spettro elastico per mezzo del fattore di struttura  $q$ .

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_0}{q} \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_0}{q}$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_0}{q} \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_0}{q} \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$



Per costruzioni civili o industriali con  $H \leq 40$  m e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza,  $T_1$  può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} = 0,26s$$

$H$  altezza della costruzione (m) dal piano di fondazione,  $C_1 = 0,050$  per costruzioni diverse da telai di c.a. o acciaio.

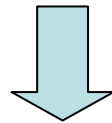
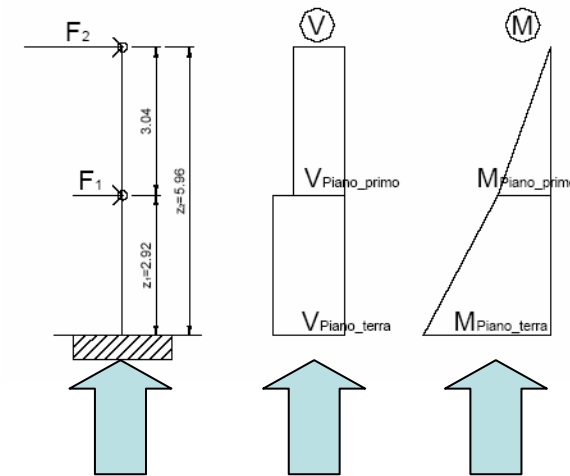
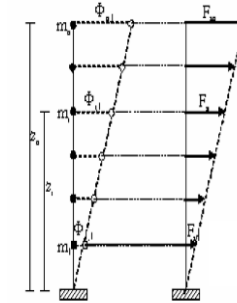
# CALCOLO DELLA FORZA TOTALE CON ANALISI LINEARE STATICA (par. 7.3.3.2)

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di un sistema di forze distribuite lungo l'altezza dell'edificio assumendo una distribuzione lineare degli spostamenti. La forza da applicare a ciascun piano è data da:

$$F_i = F_h (z_i W_i) / \sum (z_j W_j)$$

Dove:  $F_h = S_d(T_1) W \lambda / g$

$F_i$  è la forza da applicare al piano  $i$   
 $W_i$  e  $W_j$  sono i pesi delle masse ai piani  $i$  e  $j$  rispettivamente  
 $z_i$  e  $z_j$  sono le altezze dei piani  $i$  e  $j$  rispetto alle fondazioni  
 $S_d(T_1)$  è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto  
 $W$  è il peso complessivo della costruzione  
 $\lambda$  è un coefficiente pari a 0,85 se l'edificio ha almeno tre piani e se  $T_1 < 2 T_C$ , pari a 1,0 in tutti gli altri casi.  
 $g$  è l'accelerazione di gravità.



Impalcato	Wi kN	zi m	ziWi kNm	ziWi/Σ(zjWj)	Fh = Sd(T1)Wλ/g kN	Fi kN	Vi kN	Mi kNm
3°	3561.5	9.0	32053.5	0.550	958.7	526.9	526.9	0.0
2°	2918.7	6.0	17512.3	0.300		287.9	814.8	1580.7
1°	2918.7	3.0	8756.2	0.150		143.9	958.7	4025.0
0		0.0					958.7	6901.0
TOT	9398.9		58322.0			958.7		

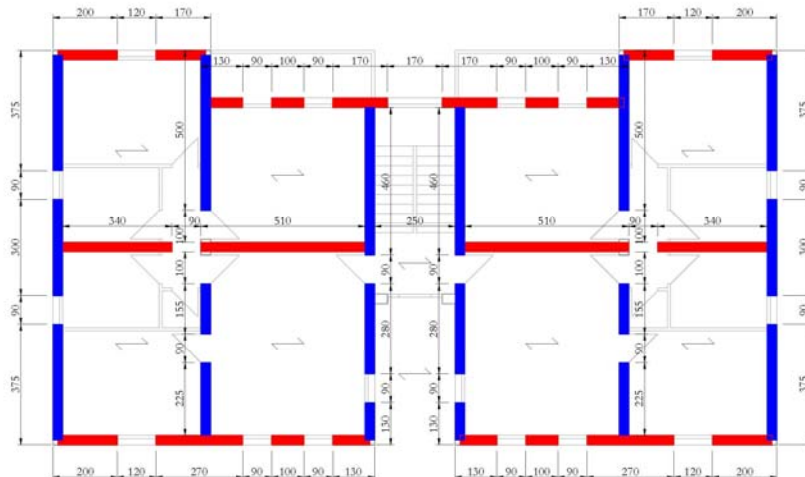
# DETERMINAZIONE CENTRO DI MASSA

## 1° e 2° IMPALCATO

## 3° IMPALCATO

		Xi m	Yi m	Lx m	Ly m	Wi kN	WiXi kN*m	WiYi kN*m
<b>Pareti Direz. X</b>	X101	1.075	12.150	1.85	0.3	24.0	25.8	291.3
	X102	3.975	12.150	1.55	0.3	20.1	79.8	244.1
	X103	5.325	10.650	1.15	0.3	14.9	79.4	158.7
	X104	7.300	10.650	1	0.3	13.0	94.6	138.0
	X105	9.550	10.650	1.7	0.3	22.0	210.4	234.6
	X106	12.950	10.650	1.7	0.3	22.0	285.3	234.6
	X107	15.200	10.650	1	0.3	13.0	197.0	138.0
	X108	17.175	10.650	1.15	0.3	14.9	256.0	158.7
	X109	18.525	12.150	1.55	0.3	20.1	372.1	244.1
	X110	21.425	12.150	1.85	0.3	24.0	513.7	291.3
	X111	1.925	6.150	3.55	0.3	46.0	88.6	282.9
<b>Pareti Direz. Y</b>	Y111	12.650	3.600	0.3	2.8	36.3	459.0	130.6
	Y112	12.650	0.725	0.3	1.15	14.9	188.5	10.8
	Y113	17.750	9.725	0.3	4.85	62.9	1115.7	611.3
	Y114	17.750	4.225	0.3	1.55	20.1	356.6	84.9
	Y115	17.750	1.350	0.3	2.4	31.1	552.1	42.0
	Y116	22.350	10.350	0.3	3.6	46.7	1042.8	482.9
	Y117	22.350	6.150	0.3	3	38.9	869.0	239.1
	Y118	22.350	1.950	0.3	3.6	46.7	1042.8	91.0
Impalcati	Impalcato1A	5.000	6.150	10.00	12.30	651.9	3259.5	4009.2
	Impalcato1B	11.250	3.300	2.50	6.60	87.5	983.8	288.6
	Impalcato1A'	17.500	6.150	10.00	12.30	651.9	11408.3	4009.2
	Scale	11.250	8.700	2.50	4.20	56.7	637.9	493.3
<b>TOT</b>						<b>2755.6</b>	<b>31000.7</b>	<b>16757.3</b>

		Xi m	Yi m	Lx m	Ly m	Wi kN	WiXi kN*m	WiYi kN*m
	X301	1.075	12.150	1.85	0.3	24.0	25.8	291.3
	X302	3.975	12.150	1.55	0.3	20.1	79.8	244.1
	X303	5.325	10.650	1.15	0.3	14.9	79.4	158.7
	X304	7.300	10.650	1	0.3	13.0	94.6	138.0
	X305	9.550	10.650	1.7	0.3	22.0	210.4	234.6
	X306	12.950	10.650	1.7	0.3	22.0	285.3	234.6
	X307	15.200	10.650	1	0.3	13.0	197.0	138.0
	X308	17.175	10.650	1.15	0.3	14.9	256.0	158.7
	X309	18.525	12.150	1.55	0.3	20.1	372.1	244.1
	X310	21.425	12.150	1.85	0.3	24.0	513.7	291.3
	X311	1.925	6.150	3.55	0.3	46.0	88.6	282.9
	Y311	12.650	3.600	0.3	2.8	36.3	459.0	130.6
	Y312	12.650	0.725	0.3	1.15	14.9	188.5	10.8
	Y313	17.750	9.725	0.3	4.85	62.9	1115.7	611.3
	Y314	17.750	4.225	0.3	1.55	20.1	356.6	84.9
	Y315	17.750	1.350	0.3	2.4	31.1	552.1	42.0
	Y316	22.350	10.350	0.3	3.6	46.7	1042.8	482.9
	Y317	22.350	6.150	0.3	3	38.9	869.0	239.1
	Y318	22.350	1.950	0.3	3.6	46.7	1042.8	91.0
Impalcati	Impalcato3 Copertura	11.250	6.150	22.50	12.30	1466.8	16501.2	9020.7
<b>TOT</b>						<b>2774.4</b>	<b>31212.4</b>	<b>16977.7</b>



### 1° e 2° IMPALCATO

$$\left\{ \begin{aligned} X_{M1,2} &= \frac{\sum W_i x_i}{\sum W_i} = 11,25m \\ Y_{M1,2} &= \frac{\sum W_i y_i}{\sum W_i} = 6,08m \end{aligned} \right.$$

### 3° IMPALCATO

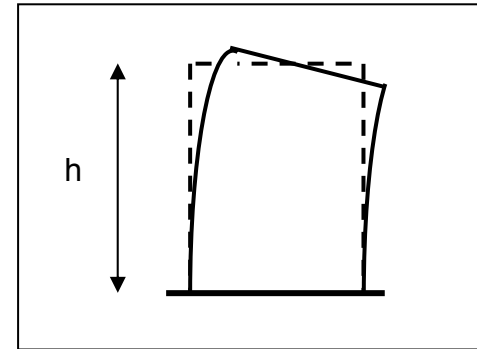
$$\left\{ \begin{aligned} X_{M3} &= \frac{\sum W_i x_i}{\sum W_i} = 11,25m \\ Y_{M3} &= \frac{\sum W_i y_i}{\sum W_i} = 6,12m \end{aligned} \right.$$

## CALCOLO DELLA RIGIDEZZA DELLE PARETI

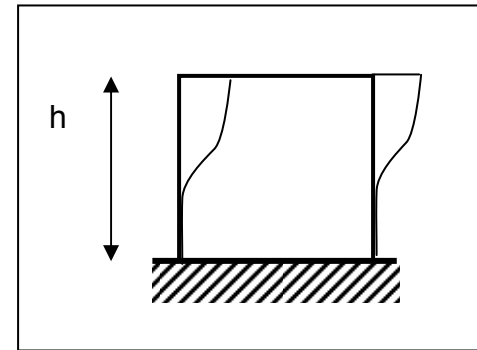
La rigidezza delle pareti tiene in conto di un contributo tagliante e di uno flessionale.

Si calcola con le seguenti espressioni, a seconda dello schema statico adottato per i setti in muratura: mensola incastrata alla base o trave doppiamente incastrata alle estremità

$$K_i = \frac{1}{\left[ \frac{h_i^3}{3EJ_i} + \frac{\chi h_i}{GA_i} \right]}$$



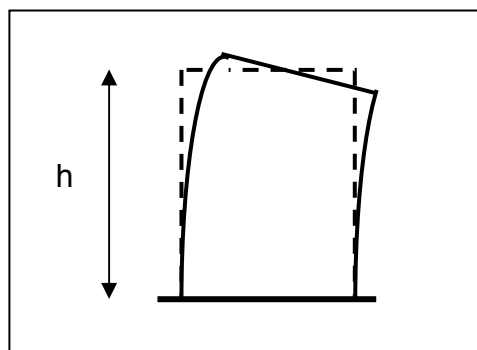
$$K_i = \frac{1}{\left[ \frac{h_i^3}{12EJ_i} + \frac{\chi h_i}{GA_i} \right]}$$



Nell'analisi sismica, l'utilizzo di rigidezze fessurate è da preferirsi. In assenza di valutazioni più accurate le rigidezze fessurate potranno essere assunte pari alla metà di quelle non fessurate.

## DETERMINAZIONE CENTRO DI RIGIDEZZA

		Xi	Yi	Lx	Ly	A	Jxi	Jyi	Kxi	Kyi	KxiYi	KyiXi	
		m	m	m	m	m <sup>2</sup>	m <sup>4</sup>	m <sup>4</sup>	kN/m	daN/cm	kN	daN	
<b>Pareti Direz. X</b>	X101	1.075	12.150	1.85	0.3	0.555	1.58E-01	4.16E-03	114553.5	0.0	1391825.3	0.0	
	X102	3.975	12.150	1.55	0.3	0.465	9.31E-02	3.49E-03	73042.3	0.0	887463.4	0.0	
	X103	5.325	10.650	1.15	0.3	0.345	3.80E-02	2.59E-03	32748.9	0.0	348776.3	0.0	
	X104	7.300	10.650	1	0.3	0.300	2.50E-02	2.25E-03	22180.8	0.0	236225.1	0.0	
	X105	9.550	10.650	1.7	0.3	0.510	1.23E-01	3.83E-03	92640.9	0.0	986626.0	0.0	
	X106	12.950	10.650	1.7	0.3	0.510	1.23E-01	3.83E-03	92640.9	0.0	986626.0	0.0	
	X107	15.200	10.650	1	0.3	0.300	2.50E-02	2.25E-03	22180.8	0.0	236225.1	0.0	
	X108	17.175	10.650	1.15	0.3	0.345	3.80E-02	2.59E-03	32748.9	0.0	348776.3	0.0	
	X109	18.525	12.150	1.55	0.3	0.465	9.31E-02	3.49E-03	73042.3	0.0	887463.4	0.0	
	X110	21.425	12.150	1.85	0.3	0.555	1.58E-01	4.16E-03	114553.5	0.0	1391825.3	0.0	
	<b>Pareti Direz. Y</b>	Y111	12.650	3.600	0.3	2.8	0.840	6.30E-03	5.49E-01	0.0	297249.3	0	3760203.695
Y112		12.650	0.725	0.3	1.15	0.345	2.59E-03	3.80E-02	0.0	32748.9	0	414274.2145	
Y113		17.750	9.725	0.3	4.85	1.455	1.09E-02	2.85E+00	0.0	816023.8	0	14484421.68	
Y114		17.750	4.225	0.3	1.55	0.465	3.49E-03	9.31E-02	0.0	73042.3	0	1296500.006	
Y115		17.750	1.350	0.3	2.4	0.720	5.40E-03	3.46E-01	0.0	212341.1	0	3769054.264	
Y116		22.350	10.350	0.3	3.6	1.080	8.10E-03	1.17E+00	0.0	489142.9	0	10932342.86	
Y117		22.350	6.150	0.3	3	0.900	6.75E-03	6.75E-01	0.0	342948.7	0	7664903.846	
Y118		22.350	1.950	0.3	3.6	1.080	8.10E-03	1.17E+00	0.0	489142.9	0	10932342.86	
Impalcati		Impalcato1A	L'impalcato non dà alcun contributo, per il calcolo del Centro di Rigidezza, mi servono solo le dimensioni globali dell'impalcato per il calcolo del +/- 5%, dimensioni che riporto qua sotto e che nel mio caso sono coincidenti alla copertura, cioè impalcato 3.										
	Impalcato1B												
	Impalcato1A'												
	Scale	22.5	12.3										
<b>TOT</b>							30.270			4358451.4	7084035.3	25048248.5	79695396.6



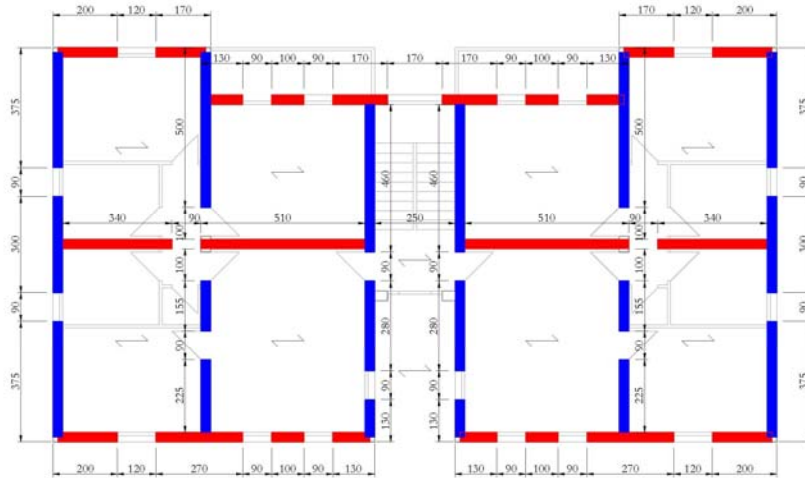
$$K_i = \frac{1}{\left[ \frac{h_i^3}{3EJ_i} + \frac{\chi h_i}{GA_i} \right]}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_R = \frac{\sum K_{yi} x_i}{\sum K_{yi}} = 11,25m \\ Y_R = \frac{\sum K_{xi} y_i}{\sum K_{xi}} = 5,75m \end{array} \right.$$

La rigidezza delle pareti tiene in conto di un contributo tagliante e di uno flessionale. Si calcola con l'espressione sopra riportata, che varia a seconda dello schema statico adottato per i setti in muratura: mensola incastrata alla base o trave doppiamente incastrata alle estremità.

## CALCOLO DELL'ECENTRICITA' (par. 7.2.6)

### ECENTRICITA' EFFETTIVA DELLE FORZE SISMICHE:



Per il primo e secondo piano:

$$e_{x1,2} = X_R - X_{M1,2} = 0m$$

$$e_{y1,2} = Y_R - Y_{M1,2} = -0,33m$$

Per il terzo piano:

$$e_{x3} = X_R - X_{M3} = 0m$$

$$e_{y3} = Y_R - Y_{M3} = -0,37m$$

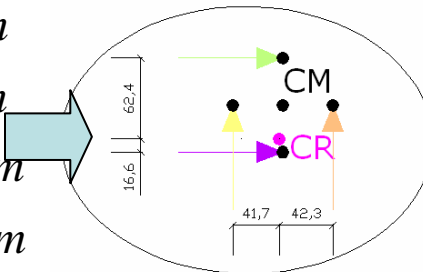
### ECENTRICITA' ACCIDENTALE:

In aggiunta all'eccentricità effettiva, dovrà essere considerata un'eccentricità accidentale  $e_{ai}$ , spostando il centro di massa di ogni piano  $i$ , in ogni direzione considerata, di una distanza pari a  $\pm 5\%$  della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica ( $\pm 0,05X_{tot}$ ;  $\pm 0,05Y_{tot}$ ).

Per il primo e secondo piano:

$$e_{x1,2,TOT} = e_{x1,2} \pm 0,05 X_{tot} = \begin{cases} +1,125m \\ -1,125m \end{cases}$$

$$e_{y1,2,TOT} = e_{y1,2} \pm 0,05 Y_{tot} = \begin{cases} +0,281m \\ -0,949m \end{cases}$$



Per il terzo piano:

$$e_{x3,TOT} = e_{x3} \pm 0,05 X_{tot} = \begin{cases} +0,125m \\ -0,125m \end{cases}$$

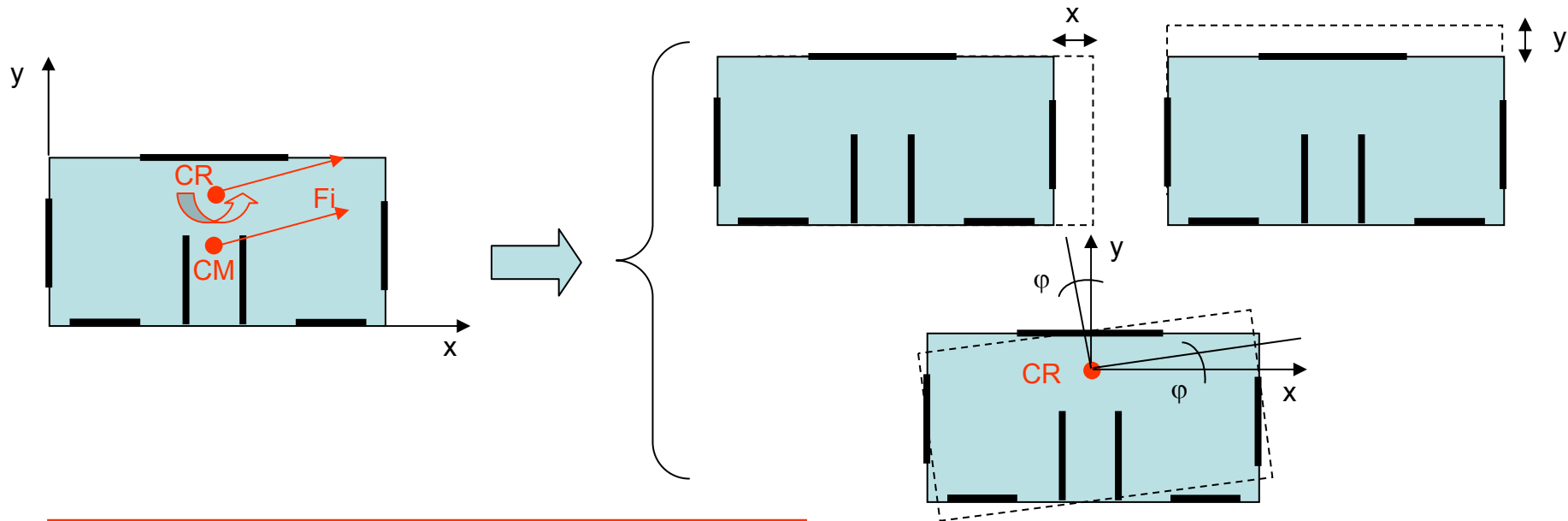
$$e_{y3,TOT} = e_{y3} \pm 0,05 Y_{tot} = \begin{cases} +0,243m \\ -0,987m \end{cases}$$





## RIPARTIZIONE DELLE FORZE SISMICHE

In generale, la generica forza sismica  $F_i$ , applicata al centro di massa  $C_M$  del piano, a causa dell'eccentricità tra  $C_M$  e  $C_R$ , produce uno spostamento ed una rotazione del piano che fanno sorgere, in ciascun controvento posto in dir. x ed y, in relazione alle loro rigidzze elastiche, le seguenti forze di reazione:



$$\left\{ \begin{aligned} F_{xi} &= \frac{F_x \cdot K_{xi}}{\Sigma K_{xi}} - \left[ \frac{M \cdot y_i \cdot K_{xi}}{\Sigma K_{yi} \cdot x_i^2 + \Sigma K_{xi} \cdot y_i^2} \right] \\ F_{yi} &= \frac{F_y \cdot K_{yi}}{\Sigma K_{yi}} + \left[ \frac{M \cdot x_i \cdot K_{yi}}{\Sigma K_{yi} \cdot x_i^2 + \Sigma K_{xi} \cdot y_i^2} \right] \end{aligned} \right.$$

Le formulazioni sono valide in un piano di riferimento con centro nel  $C_R$ , in altri casi tutte le distanze  $(x_i; y_i)$  vanno riferite al  $C_R$ .

# CALCOLO DELLA RIPARTIZIONE DELLE FORZE SISMICHE

Piano 3°

Parete	Xi m	Yi m	Kxi kN/m	Kyi kN/m	Kyi * (xi-x <sub>R3</sub> ) <sup>2</sup> kNm	Kxi * (yi-y <sub>R3</sub> ) <sup>2</sup> kNm
X301	1.075	12.150	57276.8	0.0	0.0	2348217.8
X302	3.975	12.150	36521.1	0.0	0.0	1497283.6
X303	5.325	10.650	16374.5	0.0	0.0	393624.3
X304	7.300	10.650	11090.4	0.0	0.0	266600.5
X305	9.550	10.650	46320.5	0.0	0.0	1113492.9
X306	12.950	10.650	46320.5	0.0	0.0	1113492.9
X307	15.200	10.650	11090.4	0.0	0.0	266600.5
X308	17.175	10.650	16374.5	0.0	0.0	393624.3
X309	18.525	12.150	36521.1	0.0	0.0	1497283.6
X310	21.425	12.150	57276.8	0.0	0.0	2348217.8
X311	1.925	6.150	238277.8	0.0	0.0	38688.4
X312	7.225	6.150	461438.8	0.0	0.0	74922.4
X313	15.275	6.150	461438.8	0.0	0.0	74922.4
X314	20.575	6.150	238277.8	0.0	0.0	38688.4
X315	1.075	0.150	57276.8	0.0	0.0	1794308.9
X316	4.550	0.150	137571.4	0.0	0.0	4309699.4
X317	7.300	0.150	11090.4	0.0	0.0	347428.3
X318	9.275	0.150	16374.5	0.0	0.0	512963.1
X319	13.225	0.150	16374.5	0.0	0.0	512963.1
X320	15.200	0.150	11090.4	0.0	0.0	347428.3
X321	17.950	0.150	137571.4	0.0	0.0	4309699.4
X322	21.425	0.150	57276.8	0.0	0.0	1794308.9

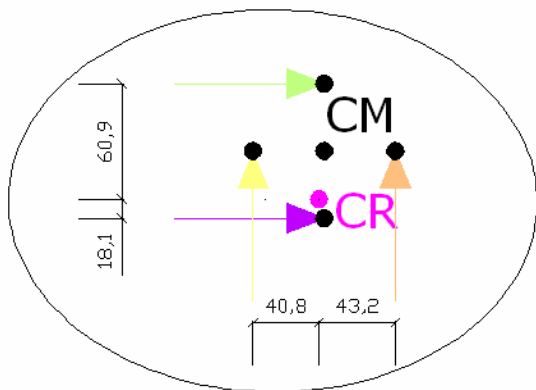
Pareti X

$$F_{xi} = \frac{F_x \cdot K_{xi}}{\sum K_{xi}} - \frac{M \cdot (y_i - y_R) \cdot K_{xi}}{[\sum K_{yi} \cdot (x_i - x_R)^2 + \sum K_{xi} \cdot (y_i - y_R)^2]}$$

$$F_{yi} = \frac{F_y \cdot K_{yi}}{\sum K_{yi}} - \frac{M \cdot (x_i - x_R) \cdot K_{xi}}{[\sum K_{yi} \cdot (x_i - x_R)^2 + \sum K_{xi} \cdot (y_i - y_R)^2]}$$

$$J_p = \sum K_{yi} \cdot (x_i - x_R)^2 + \sum K_{xi} \cdot (y_i - y_R)^2$$

$$M = F_y \cdot e_{x,TOT} - F_x \cdot e_{y,TOT}$$



An.dir.x; e <sub>y3,TOT</sub> = 0.243		An.dir.x; e <sub>y3,TOT</sub> = -0.987		An.dir.y; e <sub>x3,TOT</sub> = 1.125		An.dir.y; e <sub>x3,TOT</sub> = -1.125	
Fxi kN	Fyi kN	Fxi kN	Fyi kN	Fxi kN	Fyi kN	Fxi kN	Fyi kN
13.7	0.0	14.7	0.0	-0.92	0.0	0.92	0.0
8.7	0.0	9.3	0.0	-0.59	0.0	0.59	0.0
3.9	0.0	4.1	0.0	-0.20	0.0	0.20	0.0
2.7	0.0	2.8	0.0	-0.14	0.0	0.14	0.0
11.1	0.0	11.7	0.0	-0.57	0.0	0.57	0.0
11.1	0.0	11.7	0.0	-0.57	0.0	0.57	0.0
2.7	0.0	2.8	0.0	-0.14	0.0	0.14	0.0
3.9	0.0	4.1	0.0	-0.20	0.0	0.20	0.0
8.7	0.00	9.3	0.00	-0.6	0.0	0.6	0.0
13.7	0.00	14.7	0.00	-0.9	0.0	0.9	0.0
57.6	0.00	57.8	0.00	-0.2	0.0	0.2	0.0
111.5	0.00	112.0	0.00	-0.5	0.0	0.5	0.0
111.5	0.00	112.0	0.00	-0.5	0.0	0.5	0.0
57.6	0.00	57.8	0.00	-0.2	0.0	0.2	0.0
14.0	0.00	13.1	0.00	0.8	0.0	-0.8	0.0
33.7	0.00	31.6	0.00	1.9	0.0	-1.9	0.0
2.7	0.00	2.5	0.00	0.2	0.0	-0.2	0.0
4.0	0.00	3.8	0.00	0.2	0.0	-0.2	0.0
4.0	0.00	3.8	0.00	0.2	0.0	-0.2	0.0

# CALCOLO DELLA RIPARTIZIONE DELLE FORZE SISMICHE

Piano 1°

Parete	Xi m	Yi m	Kxi kN/m	Kyi kN/m	Kyi * (xi-x <sub>R1</sub> ) <sup>2</sup> kNm	Kxi * (yi-y <sub>R1</sub> ) <sup>2</sup> kNm
X101	1.075	12.150	57276.8	0.0	0.0	2348217.8
X102	3.975	12.150	36521.1	0.0	0.0	1497283.6
X103	5.325	10.650	16374.5	0.0	0.0	393624.3
X104	7.300	10.650	11090.4	0.0	0.0	266600.5
X105	9.550	10.650	46320.5	0.0	0.0	1113492.9
X106	12.950	10.650	46320.5	0.0	0.0	1113492.9
X107	15.200	10.650	11090.4	0.0	0.0	266600.5
X108	17.175	10.650	16374.5	0.0	0.0	393624.3
X109	18.525	12.150	36521.1	0.0	0.0	1497283.6
X110	21.425	12.150	57276.8	0.0	0.0	2348217.8
X111	1.925	6.150	238277.8	0.0	0.0	38688.4
X112	7.225	6.150	461438.8	0.0	0.0	74922.4
X113	15.275	6.150	461438.8	0.0	0.0	74922.4
X114	20.575	6.150	238277.8	0.0	0.0	38688.4
X115	1.075	0.150	57276.8	0.0	0.0	1794308.9
X116	4.550	0.150	137571.4	0.0	0.0	4309699.4
X117	7.300	0.150	11090.4	0.0	0.0	347428.3
X118	9.275	0.150	16374.5	0.0	0.0	512963.1
X119	13.225	0.150	16374.5	0.0	0.0	512963.1
X120	15.200	0.150	11090.4	0.0	0.0	347428.3
X121	17.950	0.150	137571.4	0.0	0.0	4309699.4
X122	21.425	0.150	57276.8	0.0	0.0	1794308.9

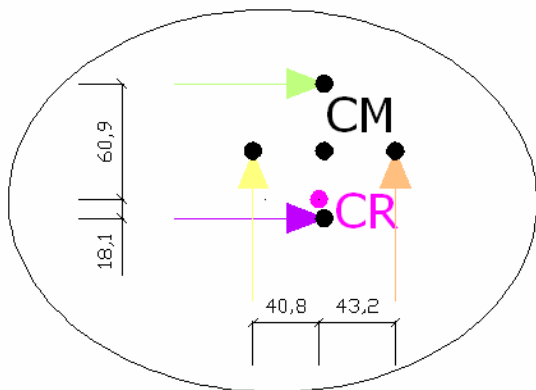
Pareti X

$$F_{xi} = \frac{F_x \cdot K_{xi}}{\sum K_{xi}} - \frac{M \cdot (y_i - y_R) \cdot K_{xi}}{\left[ \sum K_{yi} \cdot (x_i - x_R)^2 + \sum K_{xi} \cdot (y_i - y_R)^2 \right]}$$

$$F_{yi} = \frac{F_y \cdot K_{yi}}{\sum K_{yi}} - \frac{M \cdot (x_i - x_R) \cdot K_{xi}}{\left[ \sum K_{yi} \cdot (x_i - x_R)^2 + \sum K_{xi} \cdot (y_i - y_R)^2 \right]}$$

$$J_p = \sum K_{yi} \cdot (x_i - x_R)^2 + \sum K_{xi} \cdot (y_i - y_R)^2$$

$$M = F_y \cdot e_{x,TOT} - F_x \cdot e_{y,TOT}$$



An.dir.x; e <sub>y1,TOT</sub> = 0.281		An.dir.x; e <sub>y1,TOT</sub> = -0.949		An.dir.y; e <sub>x1,TOT</sub> = 1.125		An.dir.y; e <sub>x1,TOT</sub> = -1.125	
Fxi kN	Fyi kN	Fxi kN	Fyi kN	Fxi kN	Fyi kN	Fxi kN	Fyi kN
3.7	0.0	4.0	0.0	-0.50	0.0	0.25	0.0
2.4	0.0	2.5	0.0	-0.32	0.0	0.16	0.0
1.1	0.0	1.1	0.0	-0.11	0.0	0.05	0.0
0.7	0.0	0.8	0.0	-0.07	0.0	0.04	0.0
3.0	0.0	3.2	0.0	-0.31	0.0	0.16	0.0
3.0	0.0	3.2	0.0	-0.31	0.0	0.16	0.0
0.7	0.0	0.8	0.0	-0.07	0.0	0.04	0.0
1.1	0.0	1.1	0.0	-0.11	0.0	0.05	0.0
2.4	0.00	2.5	0.00	-0.3	0.0	0.2	0.0
3.7	0.00	4.0	0.00	-0.5	0.0	0.3	0.0
15.7	0.00	15.8	0.00	-0.1	0.0	0.1	0.0
30.4	0.00	30.6	0.00	-0.3	0.0	0.1	0.0
30.4	0.00	30.6	0.00	-0.3	0.0	0.1	0.0
15.7	0.00	15.8	0.00	-0.1	0.0	0.1	0.0
3.8	0.00	3.6	0.00	0.4	0.0	-0.2	0.0
9.2	0.00	8.6	0.00	1.1	0.0	-0.5	0.0
0.7	0.00	0.7	0.00	0.1	0.0	0.0	0.0
1.1	0.00	1.0	0.00	0.1	0.0	-0.1	0.0
1.1	0.00	1.0	0.00	0.1	0.0	-0.1	0.0

## COMBINAZIONE DELLE FORZE SISMICHE (par. 7.3.5)

Essendo di fatto un'analisi tridimensionale statica che calcola gli effetti applicando separatamente le 2 componenti orizzontali lungo le 2 direzioni principali  $F_x$  e  $F_y$ , bisogna tenere in conto che esse agiscano simultaneamente. Per ottenere questo è possibile calcolare i tagli sulle pareti applicando separatamente le 2 azioni orizzontali. Infine, è necessario combinare i valori massimi degli effetti nelle due direzioni sommando, ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione. Dalle considerazioni effettuate è possibile calcolare le azioni taglienti come specificato nelle equazioni successive per ognuna delle 4 posizioni del centro di massa e per valori positivi e negativi di  $F_x$  e  $F_y$ :

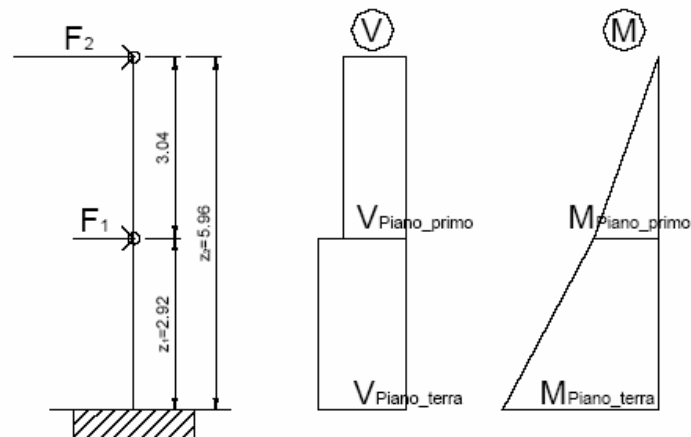
$$E_{Edx} + 0,30E_{Edy}; \quad 0,30E_{Edx} + E_{Edy} \quad \rightarrow \quad \text{"+"}30\%$$

$$\text{INVILUPPO} \left\{ \begin{array}{l} V_{xi} = \frac{K_{xi}}{\sum K_{xi}} F_x - \frac{K_{xi}(y_i - Y_R)}{K_{rot}} \cdot (-F_x e_{y\_finale} + 0.3F_y e_{x\_finale}) \\ V_{xi} = \frac{K_{xi}}{\sum K_{xi}} \cdot 0.3F_x - \frac{K_{xi}(y_i - Y_R)}{K_{rot}} \cdot (-0.3F_x e_{y\_finale} + F_y e_{x\_finale}) \end{array} \right.$$

$$\text{INVILUPPO} \left\{ \begin{array}{l} V_{yi} = \frac{K_{yi}}{\sum K_{yi}} 0.3F_y + \frac{K_{yi}(x_i - X_R)}{K_{rot}} \cdot (-F_x e_{y\_finale} + 0.3F_y e_{x\_finale}) \\ V_{yi} = \frac{K_{yi}}{\sum K_{yi}} F_y - \frac{K_{yi}(x_i - X_R)}{K_{rot}} \cdot (-0.3F_x e_{y\_finale} + F_y e_{x\_finale}) \end{array} \right.$$

# CALCOLO DEI TAGLI E DEI MOMENTI

				Piano 3°			
Max.An.x	Max.An.y	Max.An.x	Max.An.y	$E_{dx}+0,3E_{dy}$	$0,3E_{dx}+E_{dy}$	Taglio	Momento
Fxi	Fxi	Fyi	Fyi	Fxi	Fyi	kN	kNm
kN	kN	kN	kN	kN	kN		
14.7	0.9	0.0	0.0	14.9	0.0	14.9	44.8
9.3	0.6	0.0	0.0	9.5	0.0	9.5	28.6
4.1	0.2	0.0	0.0	4.2	0.0	4.2	12.6
2.8	0.1	0.0	0.0	2.8	0.0	2.8	8.5
11.7	0.6	0.0	0.0	11.9	0.0	11.9	35.6
11.7	0.6	0.0	0.0	11.9	0.0	11.9	35.6
2.8	0.1	0.0	0.0	2.8	0.0	2.8	8.5
4.1	0.2	0.0	0.0	4.2	0.0	4.2	12.6
9.3	0.6	0.0	0.0	9.5	0.0	9.5	28.6
14.7	0.9	0.0	0.0	14.9	0.0	14.9	44.8
57.8	0.2	0.0	0.0	57.9	0.0	57.9	173.7
112.0	0.5	0.0	0.0	112.1	0.0	112.1	336.3
112.0	0.5	0.0	0.0	112.1	0.0	112.1	336.3
57.8	0.2	0.0	0.0	57.9	0.0	57.9	173.7
14.0	0.8	0.0	0.0	14.3	0.0	14.3	42.8
33.7	1.9	0.0	0.0	34.3	0.0	34.3	102.8
2.7	0.2	0.0	0.0	2.8	0.0	2.8	8.3
4.0	0.2	0.0	0.0	4.1	0.0	4.1	12.2
4.0	0.2	0.0	0.0	4.1	0.0	4.1	12.2
2.7	0.2	0.0	0.0	2.8	0.0	2.8	8.3
33.7	1.9	0.0	0.0	34.3	0.0	34.3	102.8
14.0	0.8	0.0	0.0	14.3	0.0	14.3	42.8



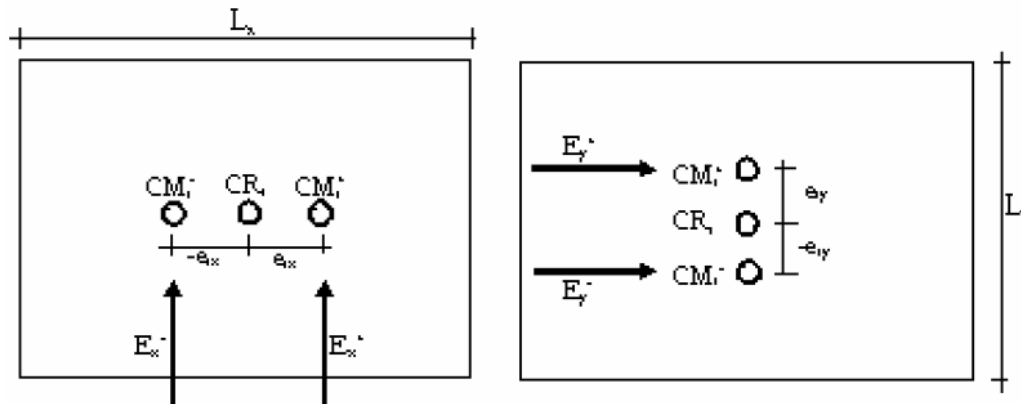
				Piano 1°			
Max.An.x	Max.An.y	Max.An.x	Max.An.y	$E_{dx}+0,3E_{dy}$	$0,3E_{dx}+E_{dy}$	Taglio	Momento
Fxi	Fxi	Fyi	Fyi	Fxi	Fyi	kN	kNm
kN	kN	kN	kN	kN	kN		
4.0	0.5	0.0	0.0	4.1	0.0	27.2	195.6
2.5	0.3	0.0	0.0	2.6	0.0	17.4	124.7
1.1	0.1	0.0	0.0	1.2	0.0	7.6	55.0
0.8	0.1	0.0	0.0	0.8	0.0	5.2	37.2
3.2	0.3	0.0	0.0	3.3	0.0	21.6	155.5
3.2	0.3	0.0	0.0	3.3	0.0	21.6	155.5
0.8	0.1	0.0	0.0	0.8	0.0	5.2	37.2
1.1	0.1	0.0	0.0	1.2	0.0	7.6	55.0
2.5	0.3	0.0	0.0	2.6	0.0	17.4	124.7
4.0	0.5	0.0	0.0	4.1	0.0	27.2	195.6
15.8	0.1	0.0	0.0	15.8	0.0	105.4	758.3
30.6	0.3	0.0	0.0	30.7	0.0	204.0	1468.5
30.6	0.3	0.0	0.0	30.7	0.0	204.0	1468.5
15.8	0.1	0.0	0.0	15.8	0.0	105.4	758.3
3.8	0.4	0.0	0.0	4.0	0.0	26.0	187.1
9.2	1.1	0.0	0.0	9.5	0.0	62.5	449.4
0.7	0.1	0.0	0.0	0.8	0.0	5.0	36.2
1.1	0.1	0.0	0.0	1.1	0.0	7.4	53.5
1.1	0.1	0.0	0.0	1.1	0.0	7.4	53.5
0.7	0.1	0.0	0.0	0.8	0.0	5.0	36.2
9.2	1.1	0.0	0.0	9.5	0.0	62.5	449.4
3.8	0.4	0.0	0.0	4.0	0.0	26.0	187.1

$$M_{i,PP} = V_{i,PP} \cdot (z_2 - z_1)$$

$$M_{i,PT} = V_{i,PP} \cdot (z_2 - z_1) + V_{i,PT} \cdot z_1$$

## CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI CON IL 'δ' (par. 7.3.3.2)

Come visto, per tenere conto di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo, che per i soli edifici ed in assenza di più accurate determinazioni non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata  $\perp$  alla direzione di applicazione dell'azione sismica.



Le NTC consentono, un calcolo semplificato della ripartizione delle forze sismiche di piano. Per gli edifici, se le rigidezze laterali e le masse sono distribuite simmetricamente in pianta, gli effetti torsionali accidentali possono essere considerati amplificando le sollecitazioni su ogni elemento resistente, attraverso il fattore ( $\delta$ ) risultante dalla seguente espressione:

$$\delta = 1 + 0.6 x / L_e$$

dove:  $x$  è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico dell'edificio, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata  
 $L_e$  è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

## VERIFICA NEL PIANO DELLE SEZIONI: PRESSOFLESSIONE (par. 7.8.2.2.1)

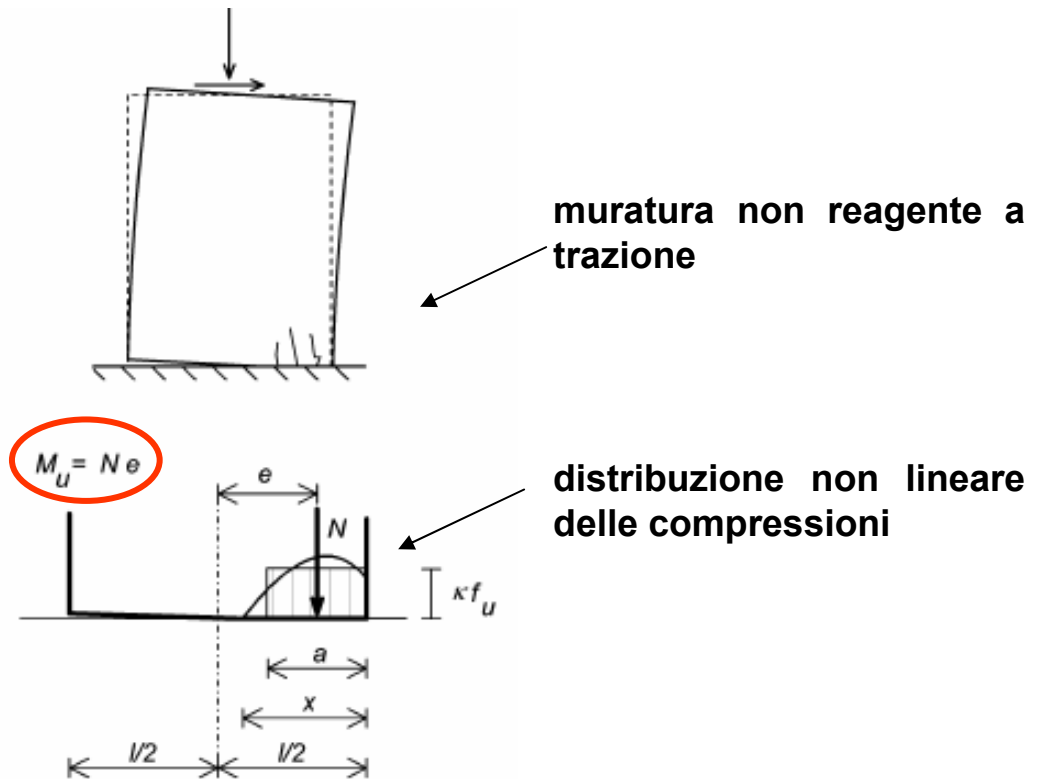
La verifica a pressoflessione si effettua confrontando il **momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente**, calcolato assumendo la **muratura non reagente a trazione** ed una opposta **distribuzione non lineare delle compressioni**. Per sezioni rettangolari, il momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \Rightarrow M_u = \left( \frac{l^2 t \sigma_0}{2} \right) \left( 1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_d} \right)$$

eq. a traslaz. verticale:  $a = \frac{N}{\kappa f_u t}$   
 $\kappa = 0.85$

eq. a rotazione:

$$M_u = N \left( \frac{l-a}{2} \right) = \frac{Nl}{2} \left( 1 - \frac{N}{\kappa f_u l t} \right) = \frac{\sigma_0 l^2 t}{2} \left( 1 - \frac{\sigma_0}{\kappa f_u} \right)$$



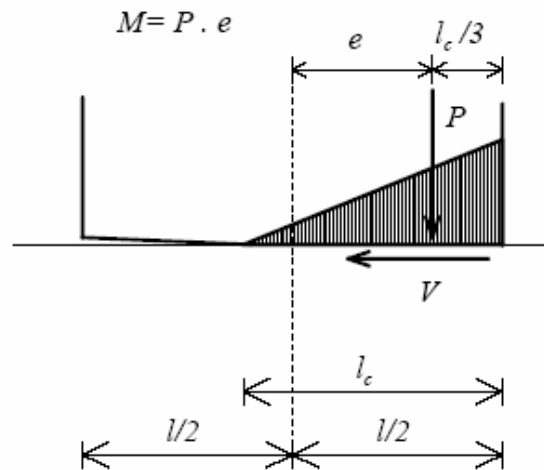


## VERIFICA NEL PIANO DELLE SEZIONI: TAGLIO (par. 7.8.2.2.2)

La verifica a taglio si effettua confrontando il **taglio agente di calcolo** con il **taglio ultimo resistente**, calcolato sulla base della tensione di compressione agente **sulla porzione di muratura compressa**.

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \Rightarrow V_t = l' t f_{vk} / \gamma_m \quad f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \sigma_0 \quad \text{con} \quad f_{vk} \leq f_{vk,lim}$$

Valutazione della sezione reagente  $l_c$  nel caso di distribuzione lineare delle compressioni:



$$\text{se } e > \frac{l}{6}$$

$$\frac{l_c}{3} = \frac{l}{2} - e$$

$$l_c = \beta \cdot l = 3 \cdot \left( \frac{1}{2} - \frac{e}{l} \right) \cdot l = 3 \cdot \left( \frac{1}{2} - \frac{M}{Pl} \right) \cdot l = 3 \cdot \left( \frac{1}{2} - \frac{V}{P} \alpha_V \right) \cdot l$$

dove  $\alpha_V = \frac{M}{Vl} = \frac{Pe}{Vl}$  è il rapporto di taglio

# VERIFICHE NEL PIANO: PRESSOFLESSIONE E TAGLIO

Piano 3°									Piano 1°									
Parete	Lx	Ly	N <sub>Sd</sub>	M <sub>Rd</sub>	M <sub>Sd</sub>	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Sd</sub>		Parete	Lx	Ly	N <sub>Sd</sub>	M <sub>Rd</sub>	M <sub>Sd</sub>	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Sd</sub>		
	m	m	kN	kNm	kNm	kN	kN			kN	m	m	kN	kNm	kNm	kN		kN
Pareti X	X301	1.85	0.30	64.7	57.3	44.8 OK	33.9	14.9 OK	Pareti X	X101	1.85	0.30	133.4	112.6	195.6 NO VER!	-22.0	27.2 NO VER!	
	X302	1.55	0.30	56.7	42.0	28.6 OK	35.7	9.5 OK		X102	1.55	0.30	114.8	80.9	124.7 NO VER!	-5.1	17.4 NO VER!	
	X303	1.15	0.30	27.6	15.4	12.6 OK	16.2	4.2 OK		X103	1.15	0.30	88.2	45.9	55.0 NO VER!	13.3	7.6 OK	
	X304	1.00	0.30	39.2	18.7	8.5 OK	33.3	2.8 OK		X104	1.00	0.30	116.7	50.0	37.2 OK	39.6	5.2 OK	
	X305	1.70	0.30	59.6	48.5	35.6 OK	34.6	11.9 OK		X105	1.70	0.30	155.5	117.4	155.5 NO VER!	17.6	21.6 NO VER!	
	X306	1.70	0.30	59.6	48.5	35.6 OK	34.6	11.9 OK		X106	1.70	0.30	155.5	117.4	155.5 NO VER!	17.6	21.6 NO VER!	
	X307	1.00	0.30	39.2	18.7	8.5 OK	33.3	2.8 OK		X107	1.00	0.30	116.7	50.0	37.2 OK	39.6	5.2 OK	
	X308	1.15	0.30	27.6	15.4	12.6 OK	16.2	4.2 OK		X108	1.15	0.30	88.2	45.9	55.0 NO VER!	13.3	7.6 OK	
	X309	1.55	0.30	56.7	42.0	28.6 OK	35.7	9.5 OK		X109	1.55	0.30	114.8	80.9	124.7 NO VER!	-5.1	17.4 NO VER!	
	X310	1.85	0.30	64.7	57.3	44.8 OK	33.9	14.9 OK		X110	1.85	0.30	133.4	112.6	195.6 NO VER!	-22.0	27.2 NO VER!	
	X311	3.55	0.30	78.0	134.8	173.7 NO VER!	-24.9	57.9 NO VER!		Pareti Y	Y101	0.30	3.60	338.5	539.3	588.6 NO VER!	73.2	81.8 NO VER!
	X312	5.25	0.30	102.7	263.2	336.3 NO VER!	-37.9	112.1 NO VER!			Y102	0.30	3.00	272.8	363.7	412.7 NO VER!	53.4	57.3 NO VER!
	X313	5.25	0.30	102.7	263.2	336.3 NO VER!	-37.9	112.1 NO VER!			Y103	0.30	3.60	338.5	539.3	588.6 NO VER!	73.2	81.8 NO VER!
	X314	3.55	0.30	78.0	134.8	173.7 NO VER!	-24.9	57.9 NO VER!			Y104	0.30	4.85	566.2	1177.2	904.5 OK	187.7	125.6 OK
	X315	1.85	0.30	64.7	57.3	42.8 OK	36.7	14.3 OK			Y105	0.30	1.55	283.7	170.7	81.0 OK	100.8	11.2 OK
	X316	2.70	0.30	82.9	107.7	102.8 OK	26.5	34.3 NO VER!			Y106	0.30	2.40	294.6	300.5	235.4 OK	95.0	32.7 OK
	X317	1.00	0.30	39.2	18.7	8.3 OK	33.8	2.8 OK			Y107	0.30	4.75	464.5	971.4	791.8 OK	153.2	110.0 OK
	X318	1.15	0.30	43.7	24.0	12.2 OK	35.3	4.1 OK			Y108	0.30	2.80	368.9	433.4	298.2 OK	127.0	41.4 OK
	X319	1.15	0.30	43.7	24.0	12.2 OK	35.3	4.1 OK			Y109	0.30	1.15	139.8	68.5	32.8 OK	58.6	4.6 OK
	X320	1.00	0.30	39.2	18.7	8.3 OK	33.8	2.8 OK			Y110	0.30	4.75	464.5	971.4	791.8 OK	153.2	110.0 OK
	X321	2.70	0.30	82.9	107.7	102.8 OK	26.5	34.3 NO VER!		Y111	0.30	2.80	368.9	433.4	298.2 OK	127.0	41.4 OK	
	X322	1.85	0.30	64.7	57.3	42.8 OK	36.7	14.3 OK		Y112	0.30	1.15	139.8	68.5	32.8 OK	58.6	4.6 OK	
Y301	0.30	3.60	143.1	245.0	134.9 OK	105.8	45.0 OK	Y113	0.30	4.85	566.2	1177.2	904.5 OK	187.7	125.6 OK			
Y302	0.30	3.00	114.8	164.1	94.6 OK	83.8	31.5 OK	Y114	0.30	1.55	283.7	170.7	81.0 OK	100.8	11.2 OK			
Y303	0.30	3.60	143.1	245.0	134.9 OK	105.8	45.0 OK	Y115	0.30	2.40	294.6	300.5	235.4 OK	95.0	32.7 OK			
Y304	0.30	4.85	196.6	453.1	207.2 OK	162.7	69.1 OK	Y116	0.30	3.60	338.5	539.3	588.6 NO VER!	73.2	81.8 NO VER!			
Y305	0.30	1.55	95.4	68.4	18.5 OK	65.6	6.2 OK	Y117	0.30	3.00	272.8	363.7	412.7 NO VER!	53.4	57.3 NO VER!			
Y306	0.30	2.40	99.0	112.8	53.9 OK	78.8	18.0 OK	Y118	0.30	3.60	338.5	539.3	588.6 NO VER!	73.2	81.8 NO VER!			
Y307	0.30	4.75	155.9	355.4	181.4 OK	140.2	60.5 OK											
Y308	0.30	2.80	123.9	164.1	68.3 OK	101.2	22.8 OK											
Y309	0.30	1.15	50.1	27.3	7.5 OK	44.5	2.5 OK											
Y310	0.30	4.75	155.9	355.4	181.4 OK	140.2	60.5 OK											
Y311	0.30	2.80	123.9	164.1	68.3 OK	101.2	22.8 OK											
Y312	0.30	1.15	50.1	27.3	7.5 OK	44.5	2.5 OK											
Y313	0.30	4.85	196.6	453.1	207.2 OK	162.7	69.1 OK											
Y314	0.30	1.55	95.4	68.4	18.5 OK	65.6	6.2 OK											
Y315	0.30	2.40	99.0	112.8	53.9 OK	78.8	18.0 OK											
Y316	0.30	3.60	143.1	245.0	134.9 OK	105.8	45.0 OK											
Y317	0.30	3.00	114.8	164.1	94.6 OK	83.8	31.5 OK											
Y318	0.30	3.60	143.1	245.0	134.9 OK	105.8	45.0 OK											

L'edificio non risulta verificato applicando un'Analisi Lineare con Modello a mensole.

## CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI FUORI PIANO (par. 7.8.1.5.2÷7.2.3)

Nel caso di analisi lineare statica, le verifiche fuori piano possono essere effettuate separatamente, adottando le forze equivalenti indicate per gli elementi non strutturali, e assumendo  $q_a=3$ . L'effetto dell'azione sismica potrà essere valutato considerando un sistema di forze orizzontali distribuite, proporzionali alle masse delle pareti, secondo la relazione seguente:

$$p_a = W_a \cdot S_a / q_a$$

dove:

$W_a$  è il peso della parete per metro d'altezza per una lunghezza unitaria  
 $q_a$  è il fattore di struttura dell'elemento, pari ad 3 per elementi strutturali  
 $S_a$  è il coefficiente sismico da applicare, dove:

$$S_a = \frac{a_g S}{g} \left[ \frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq \frac{a_g S}{g}$$

$$S_A = \frac{0,981 \cdot 1}{9,81} \left[ \frac{3(1+7,35/9)}{1+(1-0,007/0,260)^2} - 0,5 \right] = 0,230$$

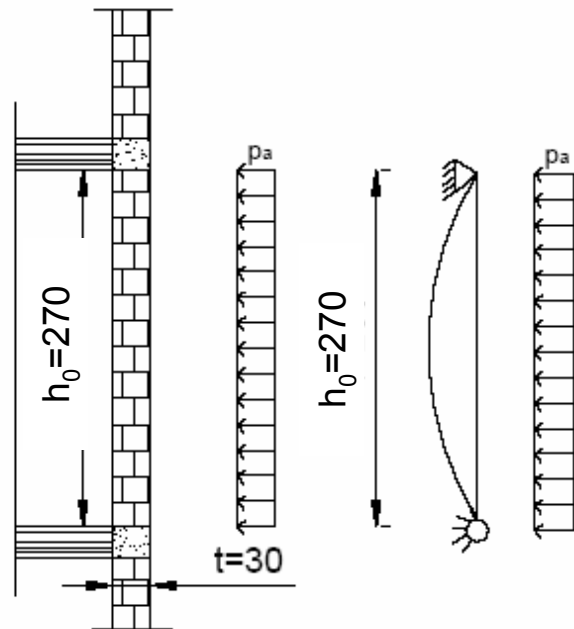
$S$  è il coeff. che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche  
 $a_g/g$  è il rapporto tra l'accelerazione max del terreno e l'accelerazione di gravità

$Z$  è la quota del baricentro dell'elemento

$H$  è l'altezza della costruzione a partire dal piano di fondazione

$T_a$  è il primo periodo di vibrazione dell'elemento

$T_1$  è il primo periodo di vibrazione della struttura



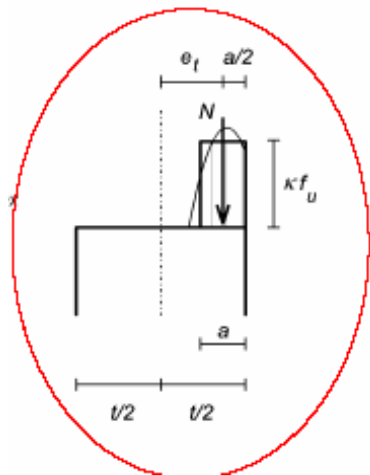
$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 2\pi \sqrt{\frac{5 \cdot 2,7^3 \cdot 1,32}{384 \cdot 6420000 \cdot \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 0,3^3}} = 0,007s$$

In questo caso si può anche prendere  $T_a = 0s$  (limiti geometrici)

$$p_a = W_a S_a / q_a = (4,8kN / m / m \cdot 0,230 / 3) = 0,37kN / m / m$$

## VERIFICA FUORI PIANO: PRESSOFLESSIONE (par. 7.8.2.2.3)

La verifica a pressoflessione si effettua confrontando il **momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente**, calcolato assumendo la **muratura non reagente a trazione** ed una opposta **distribuzione non lineare delle compressioni**. Per sezioni rettangolari, il momento ultimo può essere calcolato come:



$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \Rightarrow M_u = \left( \frac{1^2 t \sigma_o}{2} \right) \left( 1 - \frac{\sigma_o}{0.85 f_d} \right)$$

A favore di sicurezza, si effettua la verifica sulle pareti più scariche per sforzo assiale, quindi con  $M_{Rd}$  minore, e con valore maggiore dell'azione sismica, quindi  $S_a$  e relativo  $M_{Sd}$  maggiori: le verifiche risultano più onerose ai piani più alti.

L'edificio in muratura semplice risulta verificato per le sollecitazioni fuori piano.

		Piano 3°							
	Lx	Ly	A	N <sub>Sd</sub>	σ <sub>o</sub>	M <sub>Rd</sub>	M <sub>Sd</sub>	Verifica	
	m	m	m <sup>2</sup>	kN	kN/m <sup>2</sup>	kNm/m	kNm/m		
Pareti X	X301	1.85	0.30	0.555	64.72	116.61	5.02	0.65 OK	
	X302	1.55	0.30	0.465	56.69	121.91	5.24	0.53 OK	
	X303	1.15	0.30	0.345	27.56	79.90	3.49	0.39 OK	
	X304	1.00	0.30	0.300	39.18	130.60	5.60	0.34 OK	
	X305	1.70	0.30	0.510	59.59	116.85	5.03	0.59 OK	
	X306	1.70	0.30	0.510	59.59	116.85	5.03	0.59 OK	
	X307	1.00	0.30	0.300	39.18	130.60	5.60	0.34 OK	
	X308	1.15	0.30	0.345	27.56	79.90	3.49	0.39 OK	
	X309	1.55	0.30	0.465	56.69	121.91	5.24	0.53 OK	
	X310	1.85	0.30	0.555	64.72	116.61	5.02	0.65 OK	
	X311	3.55	0.30	1.065	78.05	73.28	3.21	1.42 OK	
	X312	5.25	0.30	1.575	102.72	65.22	2.86	2.46 OK	
	X313	5.25	0.30	1.575	102.72	65.22	2.86	2.46 OK	
	X314	3.55	0.30	1.065	78.05	73.28	3.21	1.42 OK	
	X315	1.85	0.30	0.555	64.72	116.61	5.02	0.65 OK	
	X316	2.70	0.30	0.810	82.87	102.31	4.43	1.01 OK	
	X317	1.00	0.30	0.300	39.18	130.60	5.60	0.34 OK	
	X318	1.15	0.30	0.345	43.70	126.68	5.44	0.39 OK	
	X319	1.15	0.30	0.345	43.70	126.68	5.44	0.39 OK	
	X320	1.00	0.30	0.300	39.18	130.60	5.60	0.34 OK	

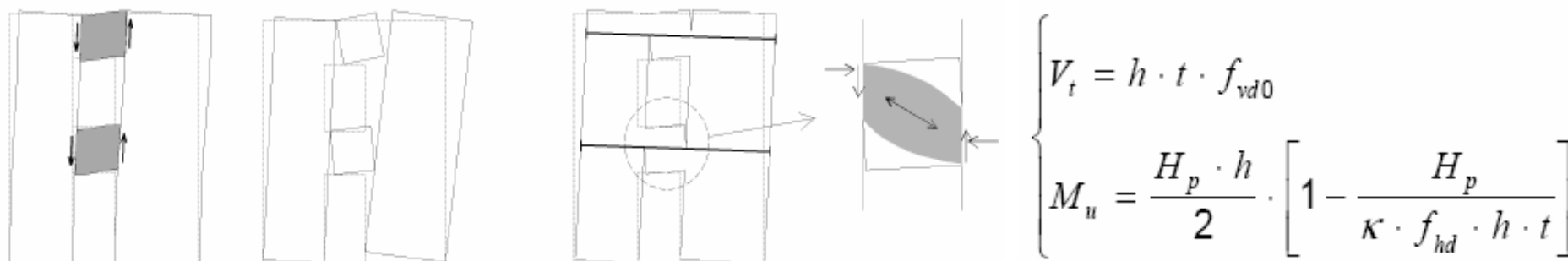
## TRAVI DI ACCOPPIAMENTO

In alternativa, gli elementi di accoppiamento fra pareti diverse, quali travi o cordoli in cemento armato e travi in muratura (qualora efficacemente ammortate alle pareti), potranno essere considerati nel modello

→ **MODELLI A TELAIO EQUIVALENTE**

a condizione che le verifiche di sicurezza vengano effettuate anche su tali elementi.

Possono essere considerate nel modello travi di accoppiamento in muratura ordinaria solo se sorrette da un cordolo di piano o da un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato alle estremità.



### Resistenza delle **FASCE DI PIANO**

La verifica di travi di accoppiamento in **muratura ordinaria**, in presenza di azione assiale orizzontale nota, viene effettuata in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali. Qualora l'azione assiale non sia nota dal modello di calcolo (ad es. quando l'analisi è svolta su modelli a telaio con l'ipotesi di solai infinitamente rigidi nel piano), ma siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli), i valori delle resistenze potranno essere assunti non superiori ai valori di seguito riportati ed associati ai meccanismi di rottura per taglio o per pressoflessione.

# EDIFICI IN MURATURA ORDINARIA

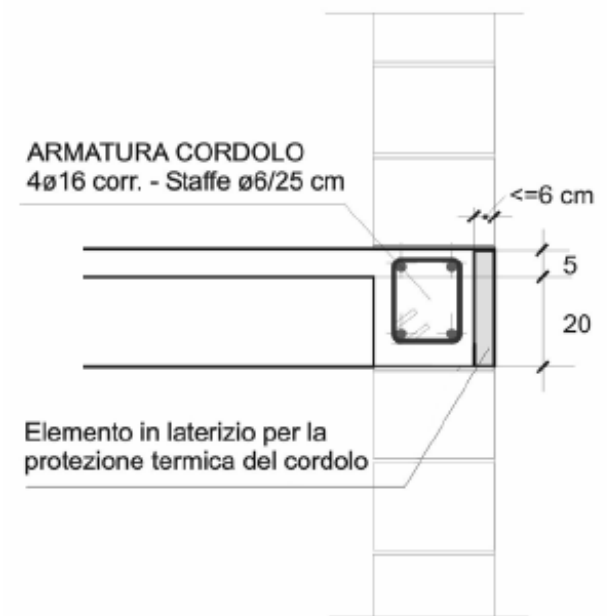
## CRITERI DI PROGETTO

... dovranno di regola avere **le aperture praticate nei muri verticalmente allineate**. Se così non fosse, dovrà essere prestata particolare attenzione alla definizione di un adeguato modello strutturale e nelle verifiche. In assenza di valutazioni più accurate, **si prenderanno in considerazione esclusivamente le porzioni di muro che presentino continuità verticale** fino alle fondazioni.

## DETTAGLI COSTRUTTIVI

Ad ogni piano deve essere realizzato un **cordolo continuo** all'intersezione tra solai e pareti. I cordoli avranno larghezza almeno pari a quella del muro. È consentito un arretramento massimo di 6cm. L'altezza minima dei cordoli sarà pari all'altezza del solaio. L'armatura corrente non sarà inferiore a  $8\text{cm}^2$ , le staffe avranno diametro non inferiore a 6mm ed interasse non superiore a 25cm. **Travi metalliche o prefabbricate di solaio** dovranno essere prolungate nel cordolo per almeno la metà della larghezza, non meno di 12cm, ed adeguatamente ancorate ad esso. In corrispondenza di **incroci d'angolo tra due pareti** perimetrali sono prescritte, su entrambe le pareti, zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 m, compreso lo spessore del muro trasversale. Al di sopra di ogni apertura deve essere realizzato un **architrave resistente a flessione** efficacemente ammortato.

### PARTICOLARITA' DI ESECUZIONE DEL CORDOLO DI SOLAIO



## EDIFICI IN MURATURA ARMATA (1)

---

### CRITERI DI PROGETTO

... le pareti murarie devono essere efficacemente connesse da solai tali da **costituire diaframmi rigidi**. L'insieme strutturale risultante deve essere in grado di reagire alle azioni esterne orizzontali con un comportamento di tipo globale, al quale contribuisce soltanto la resistenza soltanto la resistenza delle pareti nel loro piano.

### PARTICOLARI COSTRUTTIVI

Si applica quanto indicato per la muratura ordinaria. Gli architravi soprastanti le aperture potranno essere realizzati in muratura armata.

Le **barre di armatura dovranno essere ad aderenza migliorata** e dovranno essere ancorate in modo adeguato alle estremità. In alternativa potranno essere utilizzate armature **a traliccio**. Dovrà essere garantita un'adeguata protezione alla corrosione.

**L'armatura orizzontale** non potrà avere **interasse** superiore a 600mm. Non potranno essere usate barre di **diametro** inferiore a 5mm. La **percentuale** di armatura, calcolata rispetto all'area lorda della muratura, non potrà essere inferiore allo 0.04 %, né superiore allo 0.5%. Parapetti ed elementi di collegamento tra pareti diverse dovranno essere ben collegati alle pareti adiacenti, garantendo la continuità dell'armatura orizzontale e di quella verticale.

Agli incroci delle pareti perimetrali **è possibile derogare dal requisito di avere su entrambe le pareti zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 m.**

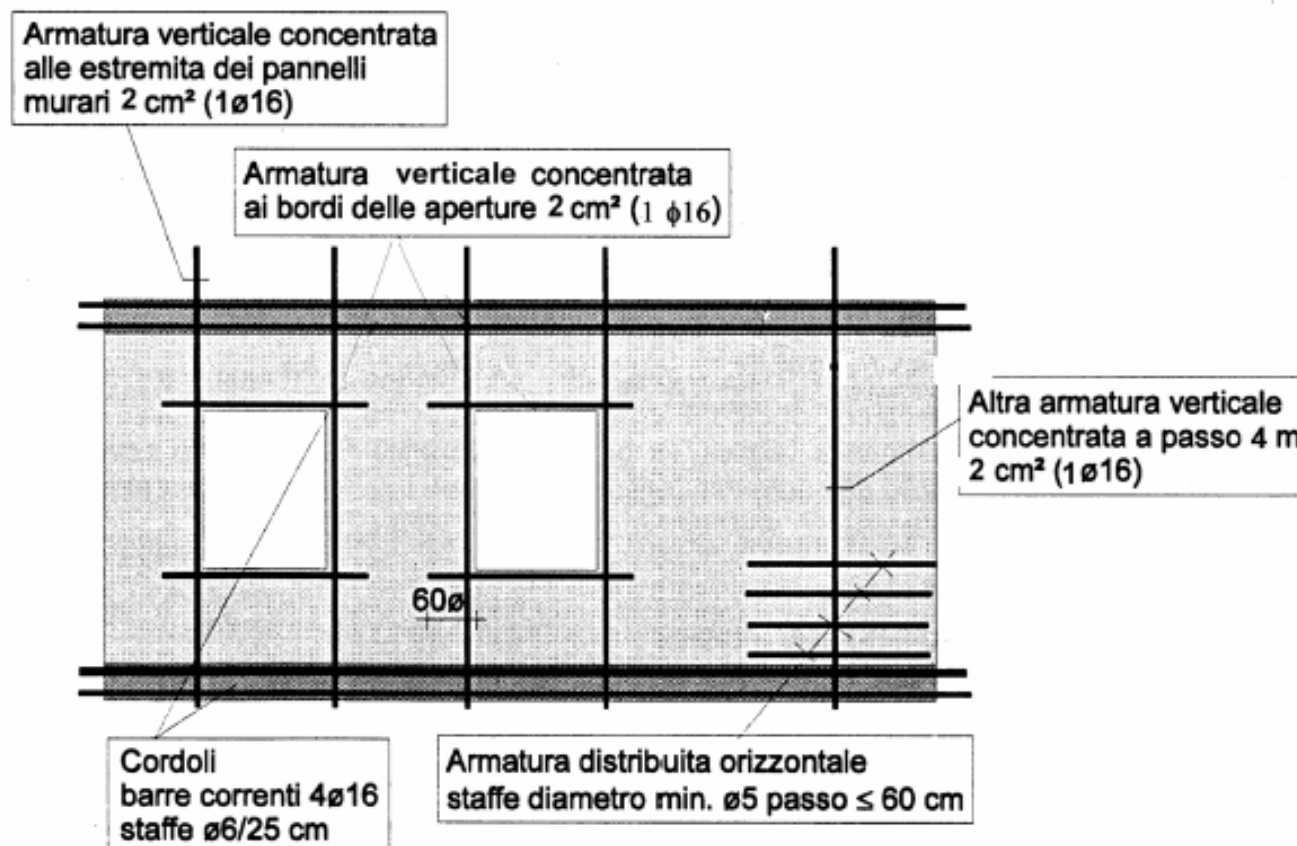


## EDIFICI IN MURATURA ARMATA (2)

**L'armatura verticale** dovrà essere collocata in apposite **cavità o recessi**, di dimensioni tali che in ciascuno di essi risulti inscrivibile un cilindro di almeno 6 cm di diametro. Armature verticali con sezione complessiva non inferiore a  $200 \text{ mm}^2$  dovranno essere collocate a ciascuna **estremità** di ogni parete portante, ad ogni **intersezione** tra pareti portanti, in corrispondenza di ogni apertura e comunque ad **interasse non superiore a 4 m**.

La **percentuale** di armatura verticale, calcolata rispetto all'area lorda della muratura, non potrà essere inferiore allo 0.05 %, né superiore allo 1.0%.

Le sovrapposizioni devono garantire la continuità nella trasmissione degli sforzi di trazione ... di almeno 60 diametri.





## MODELLI DI CALCOLO PER MURATURA ARMATA

---

Il comportamento meccanico della muratura armata ha forti analogie con quello del cemento armato, fatte salve alcune differenze quali:

- L'anisotropia della muratura
- La minore libertà nell'alloggiamento dell'armatura
- I maggiori problemi di ancoraggio delle armature

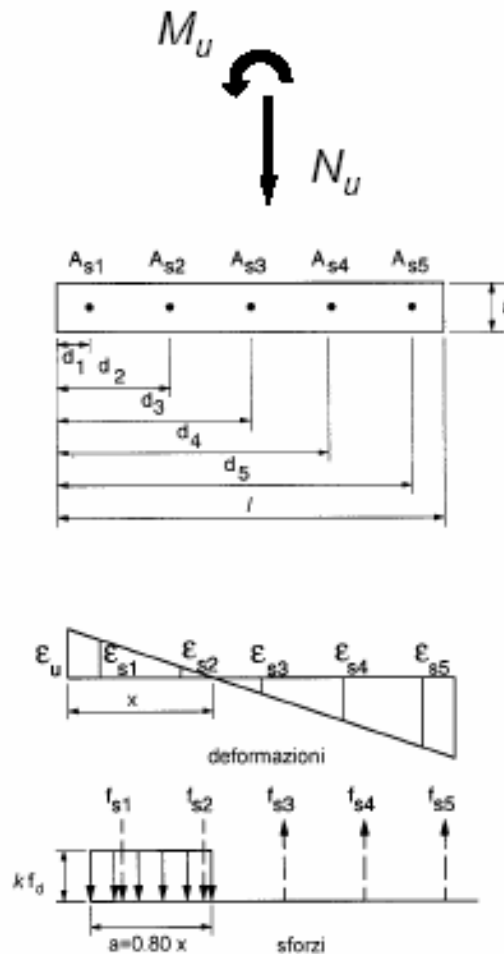
**I modelli che si adottano nel calcolo della muratura armata, comunque, sono analoghi a quelli per il cemento armato.**

In particolare questa analogia è evidente per il calcolo a pressoflessione delle sezioni, mentre per il taglio ci sono delle differenze legate alle diverse condizioni in cui si trova a lavorare l'armatura a taglio, che per i muri di controvento è costituita dai ferri disposti nei letti di malta.

Tale armatura non può avere percentuale elevata per motivi costruttivi. Il suo scopo è quindi quello di essere presente in una quantità minima (0,04%-0,5%) per garantire duttilità dopo che è avvenuta la fessurazione diagonale per taglio.

Inoltre è spesso difficile realizzare condizioni di ancoraggio efficaci, limitando quindi l'efficacia dell'armatura a taglio nella partecipazione dei meccanismi di resistenza, una volta creatasi la fessurazione. E' quindi importante migliorare le condizioni di ancoraggio attorno alle arm. Verticali o mediante tralicci e staffoni chiusi.

## VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO



La posizione  $x$  dell'asse neutro e i valori delle  $f_{si}$  e di  $C_m$  verranno determinati imponendo l'equilibrio alla traslazione e la condizione di congruenza (conservazione delle sezioni piane, cioè distribuzione lineare delle deformazioni)

$$N_u = \sum_i A_{si} f_{si} + C_m = \sum_i A_{si} f_{si} + k f_d \cdot a \cdot t$$

equilibrio alla rotazione:

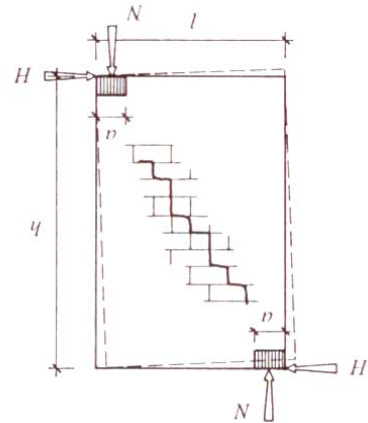
$$M_u = \sum_i A_{si} f_{si} \left( \frac{l}{2} - d_i \right) + C_m \left( \frac{l-a}{2} \right)$$

→ **CALCOLO DEL MOMENTO ULTIMO**

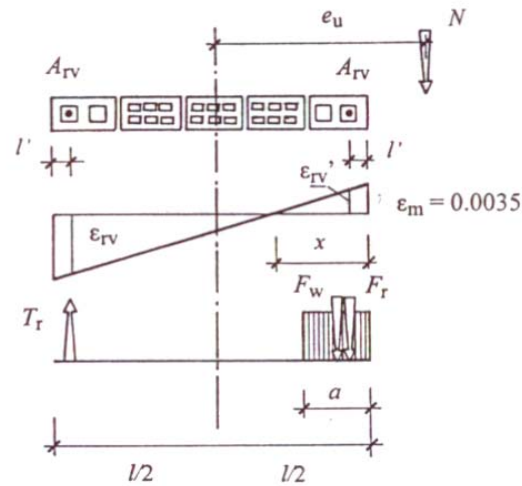
La verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si effettuerà confrontando il **momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente** calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, con profondità  $0.8x$ , dove  $x$  rappresenta la profondità dell'asse neutro, e sollecitazione pari a  $0.85f_d$ . 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.

# VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO

$$H = \frac{l-a}{h} N.$$



Caso generico per muratura semplice



Equilibrio per muratura armata con armatura concentrata alle estremità



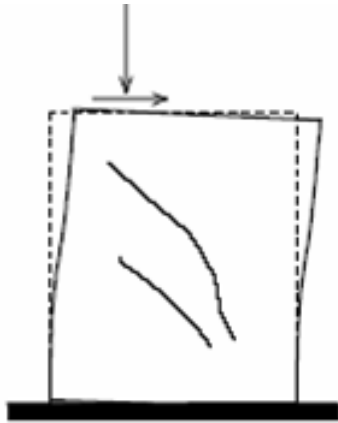
$$\left\{ \begin{array}{l} N = F_w + F_r - T_r \\ M_{Ru} = M_{Ru,w} + M_{Ru,r} \end{array} \right.$$

$$M_{Ru} = N e_u = \frac{\sigma_o t l^2}{2} \left( 1 - \frac{\sigma_o}{f} \right) + (l - 2l') A_{rv} f_y,$$

$$M_{Rd} = \frac{\sigma_d t l^2}{2} \left( 1 - \frac{\gamma_M \sigma_d}{f_k} \right) + (l - 2l') A_{rv} \frac{f_y}{\gamma_s}.$$

→ CALCOLO DEL MOMENTO ULTIMO

## VERIFICHE A TAGLIO



→ **CALCOLO DEL TAGLIO ULTIMO SULLA BASE DE:  
LE PROPRIETA' DEI MATERIALI,  
IL CARICO VERTICALE AGENTE,  
LA PARZIALIZZAZIONE DELLA SEZIONE**

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

$$V_t = V_{t,M} + V_{t,S} \quad \left[ \begin{array}{l} \rightarrow V_{t,M} = d t f_{vdk} \\ \rightarrow V_{t,S} = (0.6 d A_{sw} f_{yd}) / s \end{array} \right] \leq \rightarrow V_{tc} = 0.3 f_d t d$$

dove:

$d$  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 calcolando la tensione normale media  $\sigma_n$  sulla sezione lorda di larghezza  $d$  ( $\sigma_n = N/dt$ ).

$A_{sw}$  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,

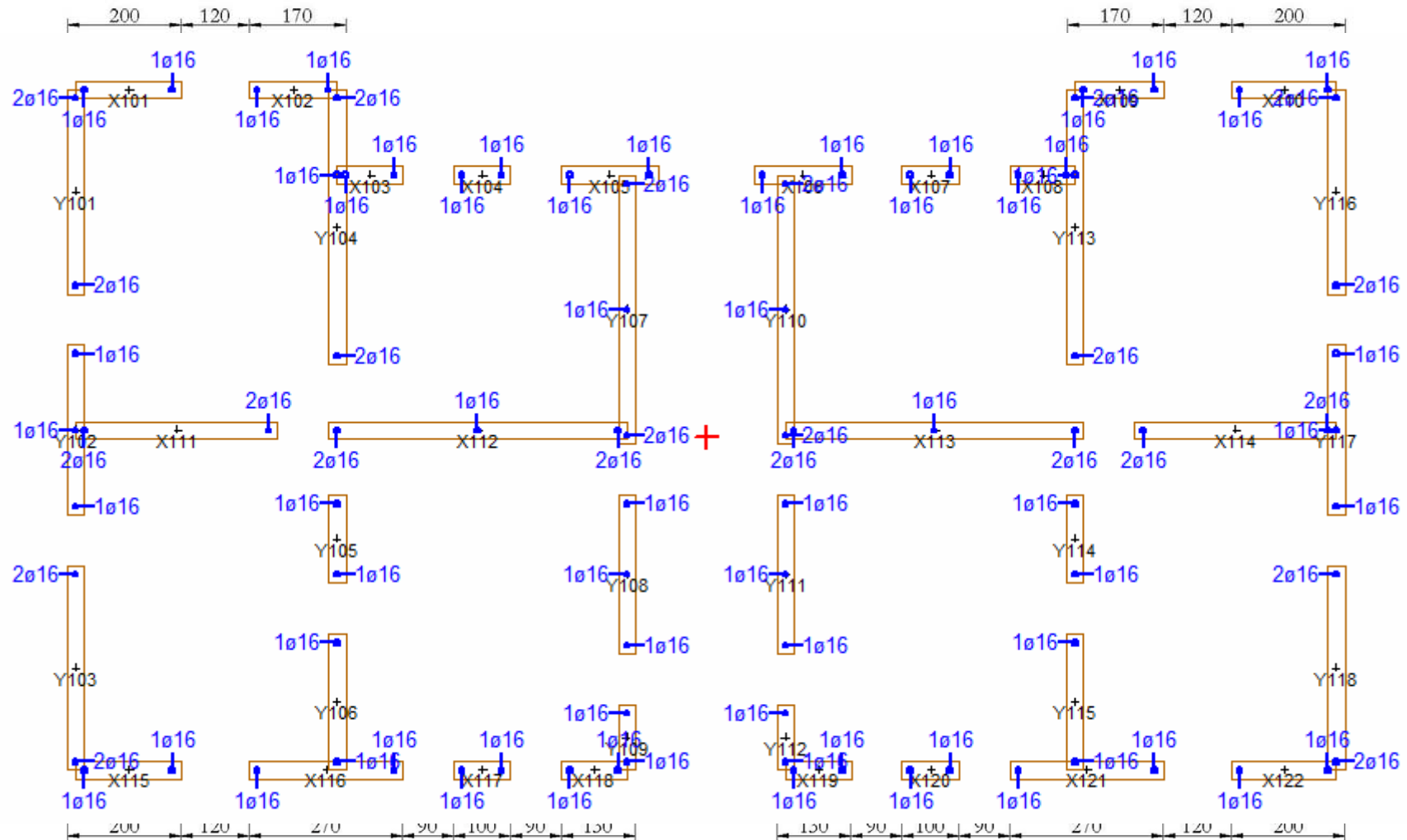
$s$  è la distanza tra i livelli di armatura.

# DISTRIBUZIONE DEI FERRI DI ARMATURA

Punto 4.5.7 NTC:

Armatura Verticale: minima quantità prevista, 0.05%

Armatura Orizzontale: minima quantità prevista, 0.04% corrispondente 2Φ6 ogni due corsi (ogni 40cm)



# VERIFICHE NEL PIANO: PRESSOFLESSIONE E TAGLIO

Piano 3°											Piano 1°																																																																																																																																																																														
Parete	Lx	Ly	N <sub>Sd</sub>	M <sub>Rd</sub>	M <sub>Sd</sub>	Verifica	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Sd</sub>	Verifica		Parete	Lx	Ly	N <sub>Sd</sub>	M <sub>Rd</sub>	M <sub>Sd</sub>	Verifica	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Sd</sub>	Verifica																																																																																																																																																																					
	m	m	kN	kNm	kNm		kN	kN				m	m	kN	kNm	kNm		kN	kN																																																																																																																																																																						
Pareti X	X301	1.85	0.30	64.7	179.2	43.0 OK	119.3	14.3 OK		X101	1.85	0.30	133.4	234.4	188.0 OK	131.9	26.1 OK	X102	1.55	0.30	114.8	179.2	119.8 OK	109.2	16.7 OK	X103	1.15	0.30	88.2	112.8	52.8 OK	78.5	7.3 OK	X104	1.00	0.30	116.7	105.1	35.8 OK	73.5	5.0 OK	X105	1.70	0.30	155.5	227.5	149.4 OK	126.3	20.8 OK	X106	1.70	0.30	155.5	227.5	149.4 OK	126.3	20.8 OK	X107	1.00	0.30	116.7	105.1	35.8 OK	73.5	5.0 OK	X108	1.15	0.30	88.2	112.8	52.8 OK	78.5	7.3 OK	X109	1.55	0.30	114.8	179.2	119.8 OK	109.2	16.7 OK	X110	1.85	0.30	133.4	234.4	188.0 OK	131.9	26.1 OK	X111	3.55	0.30	233.1	891.7	728.6 OK	259.4	101.2 OK	X112	5.25	0.30	307.0	1526.8	1410.9 OK	381.8	196.0 OK	X113	5.25	0.30	307.0	1526.8	1410.9 OK	381.8	196.0 OK	X114	3.55	0.30	233.1	891.7	728.6 OK	259.4	101.2 OK	X115	1.85	0.30	133.4	234.4	179.8 OK	131.9	25.0 OK	X116	2.70	0.30	180.7	412.7	431.8 NO VER!	195.2	60.1 OK	X117	1.00	0.30	83.0	92.4	34.8 OK	67.8	4.8 OK	X118	1.15	0.30	86.3	111.9	51.4 OK	78.2	7.2 OK	X119	1.15	0.30	86.3	111.9	51.4 OK	78.2	7.2 OK	X120	1.00	0.30	83.0	92.4	34.8 OK	67.8	4.8 OK	X121	2.70	0.30	180.7	412.7	431.8 NO VER!	195.2	60.1 OK	X122	1.85	0.30	133.4	234.4	179.8 OK	131.9	25.0 OK
	Pareti Y	Y301	0.30	3.60	143.1	764.0	129.6 OK	245.4	43.2 OK	Y101	0.30	3.60	338.5	1058.3	565.5 OK	282.8	78.5 OK	Y102	0.30	3.00	272.8	576.0	396.5 OK	231.9	55.1 OK	Y103	0.30	3.60	338.5	1058.3	565.5 OK	282.8	78.5 OK	Y104	0.30	4.85	566.2	1892.8	869.0 OK	406.7	120.7 OK	Y105	0.30	1.55	283.7	269.0	77.8 OK	139.7	10.8 OK	Y106	0.30	2.40	294.6	465.7	226.1 OK	197.4	31.4 OK	Y107	0.30	4.75	464.5	1671.3	760.8 OK	380.6	105.7 OK	Y108	0.30	2.80	368.9	629.9	286.5 OK	237.2	39.8 OK	Y109	0.30	1.15	139.8	135.3	31.6 OK	87.5	4.4 OK	Y110	0.30	4.75	464.5	1671.3	760.8 OK	380.6	105.7 OK	Y111	0.30	2.80	368.9	629.9	286.5 OK	237.2	39.8 OK	Y112	0.30	1.15	139.8	135.3	31.6 OK	87.5	4.4 OK	Y113	0.30	4.85	566.2	1892.8	869.0 OK	406.7	120.7 OK	Y114	0.30	1.55	283.7	269.0	77.8 OK	139.7	10.8 OK	Y115	0.30	2.40	294.6	465.7	226.1 OK	197.4	31.4 OK	Y116	0.30	3.60	338.5	1058.3	565.5 OK	282.8	78.5 OK	Y117	0.30	3.00	272.8	576.0	396.5 OK	231.9	55.1 OK	Y118	0.30	3.60	338.5	1058.3	565.5 OK	282.8	78.5 OK																																

I setti murari non verificati sono 2 (al piano terra direzione X). Si opera la redistribuzione del taglio.

## RIDISTRIBUZIONE (par. 7.8.1.5.2)

In caso di solai rigidi, la distribuzione del taglio nei diversi pannelli di uno stesso piano risultante dall'analisi lineare potrà essere modificata, a condizione che l'equilibrio globale di piano sia rispettato (il modulo e la posizione della forza risultante di piano restino invariati) e a condizione che il valore assoluto della variazione del taglio in ciascun pannello  $\Delta V$  non sia superiore a:

$$\Delta V \leq \max\{0.25|V|, 0.1|V_{\text{piano}}|\}$$

dove  $V$  è il taglio nel pannello e  $V_{\text{piano}}$  è il taglio totale al piano nella direzione parallela al pannello.

Prima della redistribuzione						RIDISTRIBUZIONE			Dopo la redistribuzione			
$M_{Rd}$	$M_{Sd}$	Verifica	$V_{Rd}$	$V_{Sd}$	Verifica	$0,1V_{TOT}$	$0,25V_{Sd}$	$\Delta V$	$M_{Sd}$	Verifica	$V_{Sd}$	Verifica
kNm	kNm		kN	kN		kN	kN	kN	kNm		kN	
234.4	188.0	OK	131.9	26.1	OK	94.1	6.5		188.0	OK	26.1	OK
179.2	119.8	OK	109.2	16.7	OK	94.1	4.2		119.8	OK	16.7	OK
112.8	52.8	OK	78.5	7.3	OK	94.1	1.8		52.8	OK	7.3	OK
105.1	35.8	OK	73.5	5.0	OK	94.1	1.2		35.8	OK	5.0	OK
227.5	149.4	OK	126.3	20.8	OK	94.1	5.2		149.4	OK	20.8	OK
227.5	149.4	OK	126.3	20.8	OK	94.1	5.2		149.4	OK	20.8	OK
105.1	35.8	OK	73.5	5.0	OK	94.1	1.2		35.8	OK	5.0	OK
112.8	52.8	OK	78.5	7.3	OK	94.1	1.8		52.8	OK	7.3	OK
179.2	119.8	OK	109.2	16.7	OK	94.1	4.2		119.8	OK	16.7	OK
234.4	188.0	OK	131.9	26.1	OK	94.1	6.5		188.0	OK	26.1	OK
891.7	728.6	OK	259.4	101.2	OK	94.1	25.3		728.6	OK	101.2	OK
1526.8	1410.9	OK	381.8	196.0	OK	94.1	49.0		1410.9	OK	196.0	OK
1526.8	1410.9	OK	381.8	196.0	OK	94.1	49.0		1410.9	OK	196.0	OK
891.7	728.6	OK	259.4	101.2	OK	94.1	25.3		728.6	OK	101.2	OK
234.4	179.8	OK	131.9	25.0	OK	94.1	6.3	10.0	209.8	OK	35.0	OK
412.7	431.8	NO VER!	195.2	60.1	OK	94.1	15.0	-10.0	401.8	OK	50.1	OK
92.4	34.8	OK	67.8	4.8	OK	94.1	1.2		34.8	OK	4.8	OK
111.9	51.4	OK	78.2	7.2	OK	94.1	1.8		51.4	OK	7.2	OK
111.9	51.4	OK	78.2	7.2	OK	94.1	1.8		51.4	OK	7.2	OK
92.4	34.8	OK	67.8	4.8	OK	94.1	1.2		34.8	OK	4.8	OK
412.7	431.8	NO VER!	195.2	60.1	OK	94.1	15.0	-10.0	401.8	OK	50.1	OK
234.4	179.8	OK	131.9	25.0	OK	94.1	6.3	10.0	209.8	OK	35.0	OK

## VERIFICA A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO

---

La presenza dell'armatura incrementa sensibilmente la resistenza a flessione in un eventuale funzionamento a piastra della parete. Il calcolo della resistenza in tal caso può essere svolto con tecniche analoghe a quelle utilizzate nel cemento armato, prestando attenzione alla definizione di uno stress-block adeguato per la muratura.

In tal senso risulta fondamentale la distinzione fra la resistenza a compressione in direzione perpendicolare alla giacitura dei blocchi e quella ortogonale ad essa, in funzione della direzione del momento flettente.

### → CALCOLO DEL MOMENTO ULTIMO

Nel caso di azioni agenti perpendicolarmente al piano della parete, la verifica sarà effettuata adottando diagramma delle compressioni e valori di deformazione limite per muratura e acciaio in modo analogo al caso di verifica nel piano.

Nel caso in esame non è indispensabile procedere con tale verifica, in quanto era soddisfatta considerato l'edificio realizzato in muratura semplice.

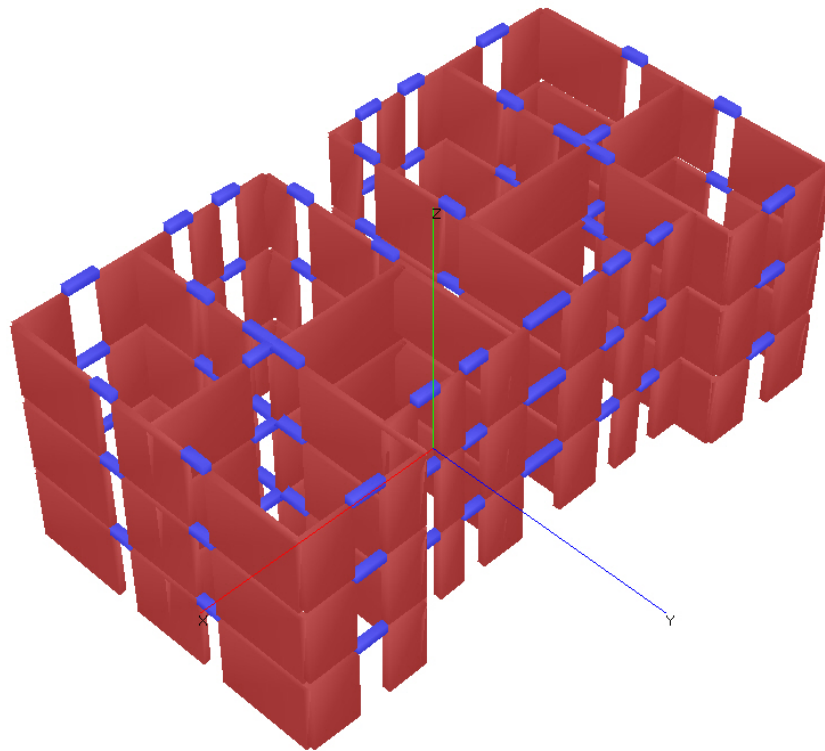


# ANALISI STATICA NON LINEARE (PUSH OVER)

## MODELLO A TELAIO EQUIVALENTE

Si è trascurato il contributo stabilizzante delle fasce di piano che può essere implementato con il programma utilizzato; per eseguire un'analisi pushover coerente con le analisi lineari svolte in precedenza con il modello a mensole.

### Modello strutturale - vista 3D Estrusione elementi Beam



L'AndilWall consente di modellare edifici in  
muratura ordinaria  
muratura armata  
a struttura mista, anche con pareti/pilastri in C.A.

Importazione delle piante da file .dxf  
Generazione di un modello 3D  
con le caratteristiche dei materiali e dei carichi agenti e la  
definizione dell'azione sismica

Si è utilizzato il programma AndilWall - ver 2.0.1 per l'implementazione di tale analisi

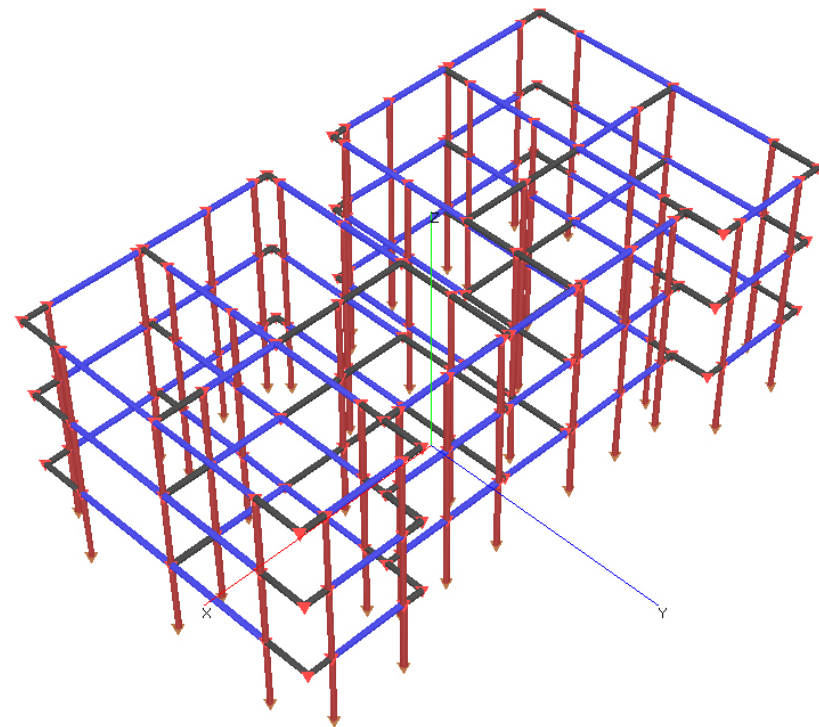
# ANALISI STATICA NON LINEARE (PUSH OVER)

Il **solutore SAM II prevede** una modellazione tridimensionale a maroelementi degli edifici, nella quale la struttura portante, costituita da elementi verticali ed orizzontali viene schematizzata in un telaio equivalente costituito da elementi monodimensionali ad asse verticale ed altri ad asse orizzontale, posizionati in corrispondenza dell'asse baricentrico dell'elemento strutturale. Gli orizzontamenti vengono modellati come diaframmi infinitamente rigidi nel proprio piano.

**Non è possibile** modellare solai deformabili e coperture inclinate, inoltre non consente la verifica di meccanismi locali di collasso per gli edifici esistenti. Il programma effettua verifiche solamente per le azioni sismiche.

Generazione del telaio equivalente e analisi con il metodo SAM (sviluppato presso l'Università di Pavia ed EUCENTRE da G. Magenes, M. Remino, C. Manzini, P. Morandi e D. Bolognini – ed è acronimo di Seismic Analysis of Masonry wall).

## Modello strutturale - vista 3D Elementi monodimensionali



## ANALISI STATICA NON LINEARE (PUSH OVER)

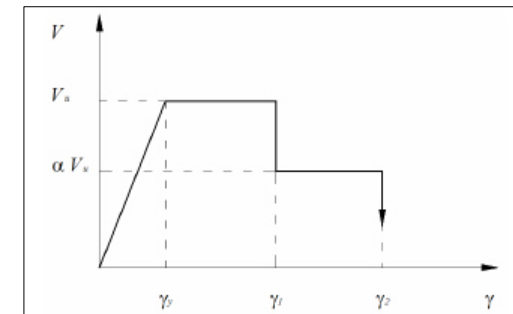
### Parametri Spettri

Descrizione	Elastico	Danno
Accelerazione orizzontale al suolo ( $a_g$ )	0.10	0.04
Categoria sottosuolo (S)	1.50	1.50
Periodo TB	0.15	0.12
Periodo TC	0.44	0.37
Periodo TD	2.00	1.75
Coeff. amplificazione max( $F_0$ )	2.43	2.49

### Parametri di verifica

Muratura Ordinaria: Drift interpiano SLD (%)	0.3 (7.3.7.2)
Muratura Ordinaria: Drift limite a flessione (%)	0.8 (7.8.2.2.1)
Muratura Ordinaria: Drift limite a taglio (%)	0.4 (7.8.2.2.2)
Muratura Armata: Drift interpiano SLD (%)	0.4 (7.3.7.2)
Muratura Armata: Drift limite a flessione (%)	1.2 (7.8.3.2.1)
Muratura Armata: Drift limite a taglio (%)	0.6 (7.8.3.2.2)
Fascia non armata: Drift limite a flessione (%)	0.6 (7.8.2.2.1)
Fascia non armata: I° Drift limite a taglio (%)	0.2
Fascia non armata: Ultimo Drift limite a taglio (%)	0.4 (7.8.2.2.2)

Comportamento elasto-plasto-fragile di un elemento fascia in AndilWall

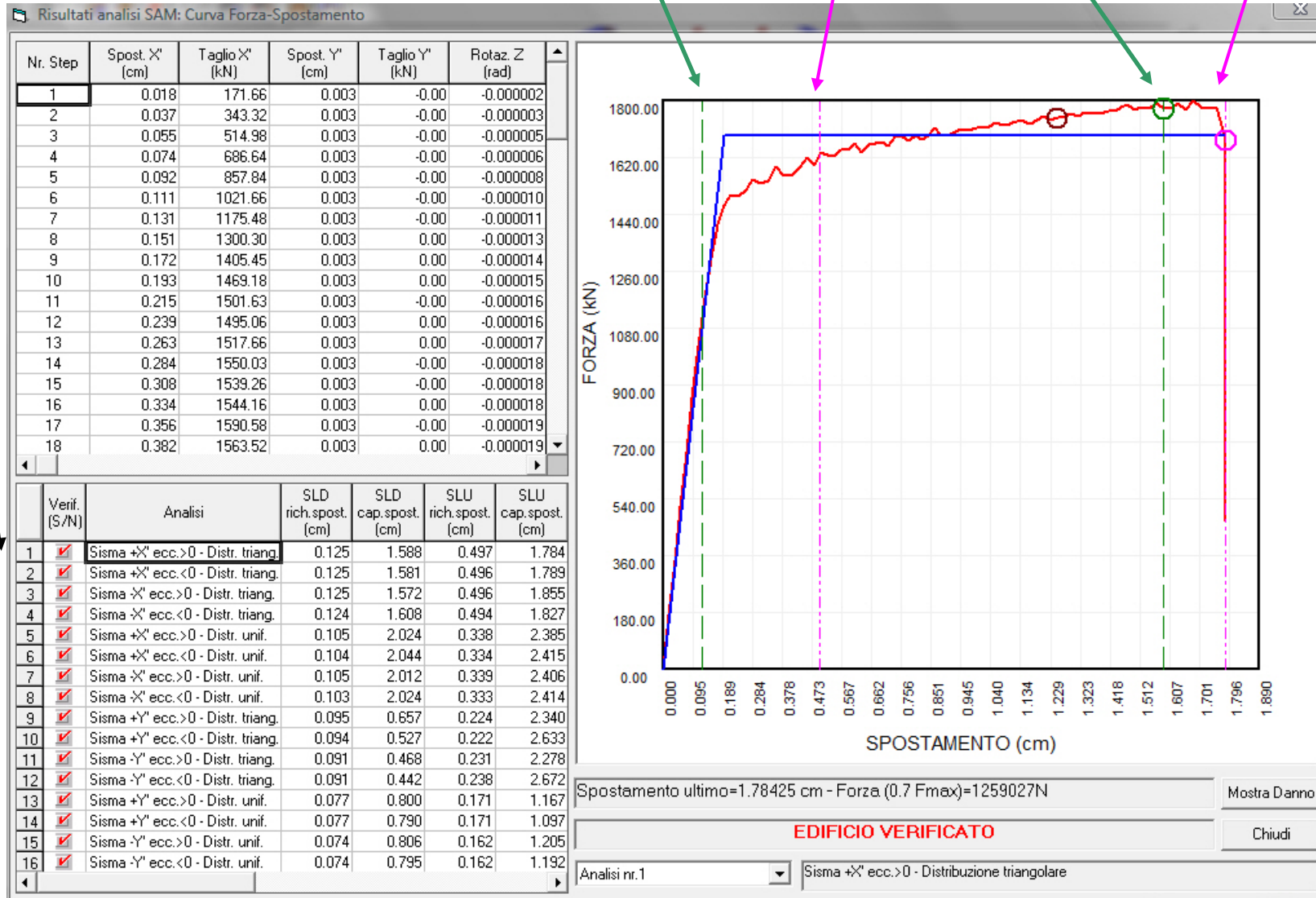


**I meccanismi di rottura considerati: pressoflessione nel piano, fuori piano e a taglio, seguono in sostanza quanto già esposto per le analisi lineari.**

# ANALISI STATICA NON LINEARE (PUSH OVER)

## Edificio in muratura ordinaria

Azione sismica in direzione X positiva  
con eccentricità positiva e distribuzione triangolare



## ANALISI STATICA NON LINEARE (PUSH OVER)

### Confronto analisi non lineare globale con i limiti di verifica agli SLD e SLU

Il programma è in grado di eseguire in maniera automatica le **16 analisi** richieste che corrispondono alle combinazioni tra:

- direzione del sisma in **X o Y**
- verso dell'azione sismica **+ o -**
- segno dell'eccentricità **>0 o <0**
- distribuzione delle forze sismiche sull'altezza dell'edificio **costante o triangolare**

Da cui ricava le capacità di spostamento per gli stati limite SLD e SLU e le confronta con le richiesta di spostamento imposte dalle verifiche citate precedentemente

Verif. (S/N)	Analisi	SLD		SLU	
		SLD rich.spost. (cm)	SLD cap.spost. (cm)	SLU rich.spost. (cm)	SLU cap.spost. (cm)
✓	Sisma +X' ecc.>0 - Distr. triang.	0.125	1.588	0.497	1.784
✓	Sisma +X' ecc.<0 - Distr. triang.	0.125	1.581	0.496	1.789
✓	Sisma -X' ecc.>0 - Distr. triang.	0.125	1.572	0.496	1.855
✓	Sisma -X' ecc.<0 - Distr. triang.	0.124	1.608	0.494	1.827
✓	Sisma +X' ecc.>0 - Distr. unif.	0.105	2.024	0.338	2.385
✓	Sisma +X' ecc.<0 - Distr. unif.	0.104	2.044	0.334	2.415
✓	Sisma -X' ecc.>0 - Distr. unif.	0.105	2.012	0.339	2.406
✓	Sisma -X' ecc.<0 - Distr. unif.	0.103	2.024	0.333	2.414
✓	Sisma +Y' ecc.>0 - Distr. triang.	0.095	0.657	0.224	2.34
✓	Sisma +Y' ecc.<0 - Distr. triang.	0.094	0.527	0.222	2.633
✓	Sisma -Y' ecc.>0 - Distr. triang.	0.091	0.468	0.231	2.278
✓	Sisma -Y' ecc.<0 - Distr. triang.	0.091	0.442	0.238	2.672
✓	Sisma +Y' ecc.>0 - Distr. unif.	0.077	0.8	0.171	1.167
✓	Sisma +Y' ecc.<0 - Distr. unif.	0.077	0.79	0.171	1.097
✓	Sisma -Y' ecc.>0 - Distr. unif.	0.074	0.806	0.162	1.205
✓	Sisma -Y' ecc.<0 - Distr. unif.	0.074	0.795	0.162	1.192

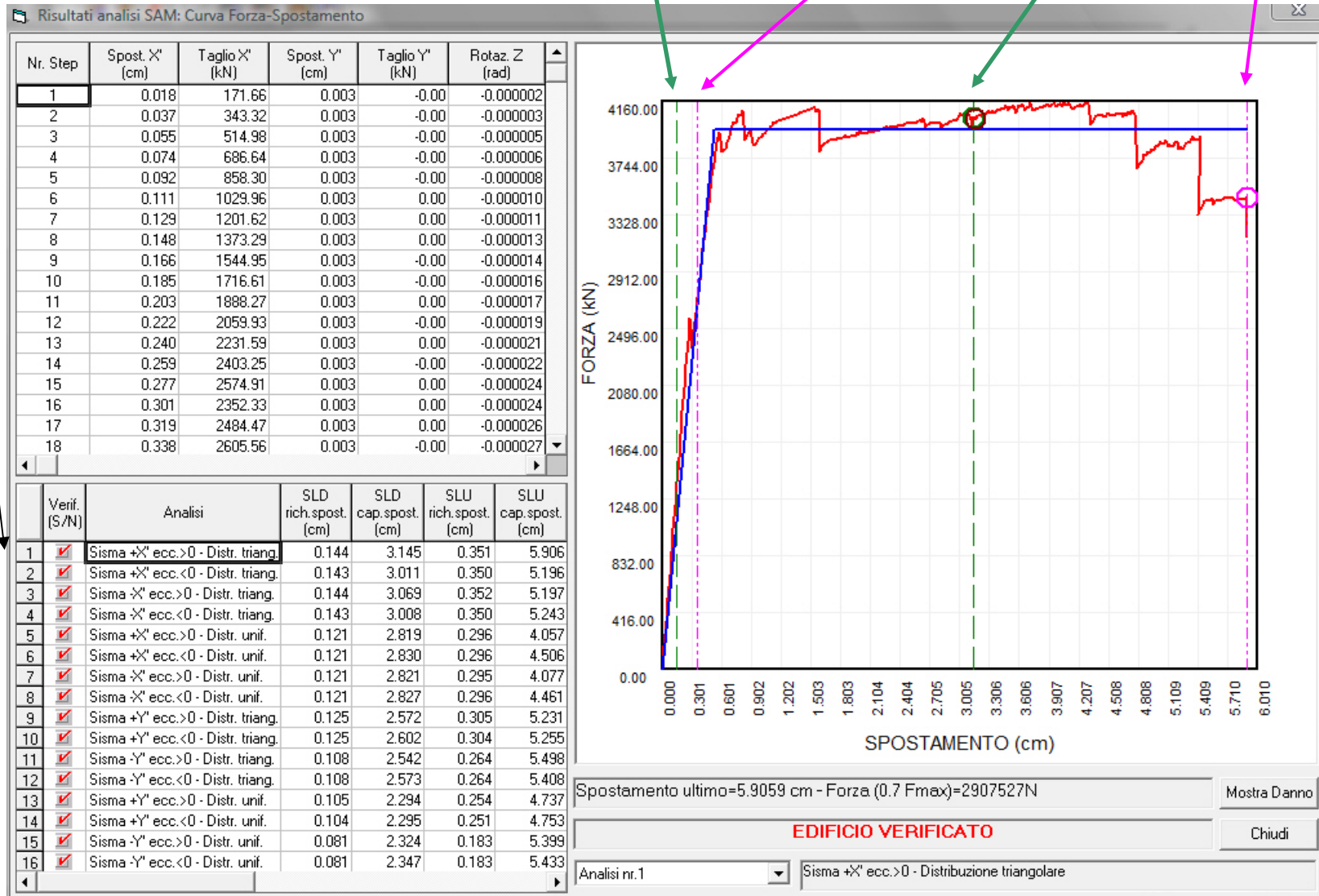
**Le verifiche risultano tutte soddisfatte**

# ANALISI STATICA NON LINEARE (PUSH OVER)

## Edificio in muratura armata

Azione sismica in direzione X positiva  
con eccentricità positiva e distribuzione triangolare

SLD Domanda      SLU Domanda      SLD Capacità      SLU Capacità



## ANALISI STATICA NON LINEARE (PUSH OVER)

### Confronto analisi non lineare globale con i limiti di verifica agli SLD e SLU

E' stata effettuata anche un'analisi con muratura armata mediante l'inserimento delle armature verticali ed orizzontali secondo le prescrizioni di normativa

<b>Edificio in muratura armata</b>		SLD		SLU	
Verif. (S/N)	Analisi	SLD rich.spost. (cm)	SLD cap.spost. (cm)	SLU rich.spost. (cm)	SLU cap.spost. (cm)
✓	Sisma +X' ecc.>0 - Distr. triang.	0.144	3.145	0.351	5.906
✓	Sisma +X' ecc.<0 - Distr. triang.	0.143	3.011	0.35	5.196
✓	Sisma -X' ecc.>0 - Distr. triang.	0.144	3.069	0.352	5.197
✓	Sisma -X' ecc.<0 - Distr. triang.	0.143	3.008	0.35	5.243
✓	Sisma +X' ecc.>0 - Distr. unif.	0.121	2.819	0.296	4.057
✓	Sisma +X' ecc.<0 - Distr. unif.	0.121	2.83	0.296	4.506
✓	Sisma -X' ecc.>0 - Distr. unif.	0.121	2.821	0.295	4.077
✓	Sisma -X' ecc.<0 - Distr. unif.	0.121	2.827	0.296	4.461
✓	Sisma +Y' ecc.>0 - Distr. triang.	0.125	2.572	0.305	5.231
✓	Sisma +Y' ecc.<0 - Distr. triang.	0.125	2.602	0.304	5.255
✓	Sisma -Y' ecc.>0 - Distr. triang.	0.108	2.542	0.264	5.498
✓	Sisma -Y' ecc.<0 - Distr. triang.	0.108	2.573	0.264	5.408
✓	Sisma +Y' ecc.>0 - Distr. unif.	0.105	2.294	0.254	4.737
✓	Sisma +Y' ecc.<0 - Distr. unif.	0.104	2.295	0.251	4.753
✓	Sisma -Y' ecc.>0 - Distr. unif.	0.081	2.324	0.183	5.399
✓	Sisma -Y' ecc.<0 - Distr. unif.	0.081	2.347	0.183	5.433

**Le verifiche risultano tutte soddisfatte**



## ANALISI STATICA NON LINEARE (PUSH OVER)

Con l'analisi non lineare risultano soddisfatte entrambe le tipologie di struttura considerate. Si vuole tuttavia sottolineare le diverse capacità, sia in termini di resistenza che di spostamento, che l'edificio progettato in muratura armata dimostra (circa il doppio).

### Confronto analisi Pushover su edificio in muratura ordinaria e armata

