

Statica per l'edilizia storica

Università degli Studi di Cagliari
Corso di Laurea Magistrale in
Architettura
A.A. 2016-2017

*Prof. ing. Antonio Cazzani, Dr. ing. Flavio Stochino,
Dr. ing. Roberto Tomasi*

antonio.cazzani@unica.it

<http://people.unica.it/antoniocazzani/ses/>

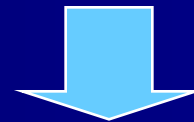
Lezione 17 – Gli edifici in muratura in zona sismica

Sommario

- Concezione strutturale e caratteristiche edifici in muratura
- Tecniche costruttive
- Modelli strutturali e verifiche di sicurezza
- Analisi sismica secondo il DM 14/01/08
- Esempi di calcolo per strutture in muratura

Caratteristiche principali strutture in muratura

- buona resistenza a compressione
- scarsa o trascurabile resistenza a trazione; in particolare la resistenza a trazione di un giunto malta-blocco può essere dell'ordine di $1/30$ della resistenza a compressione della muratura

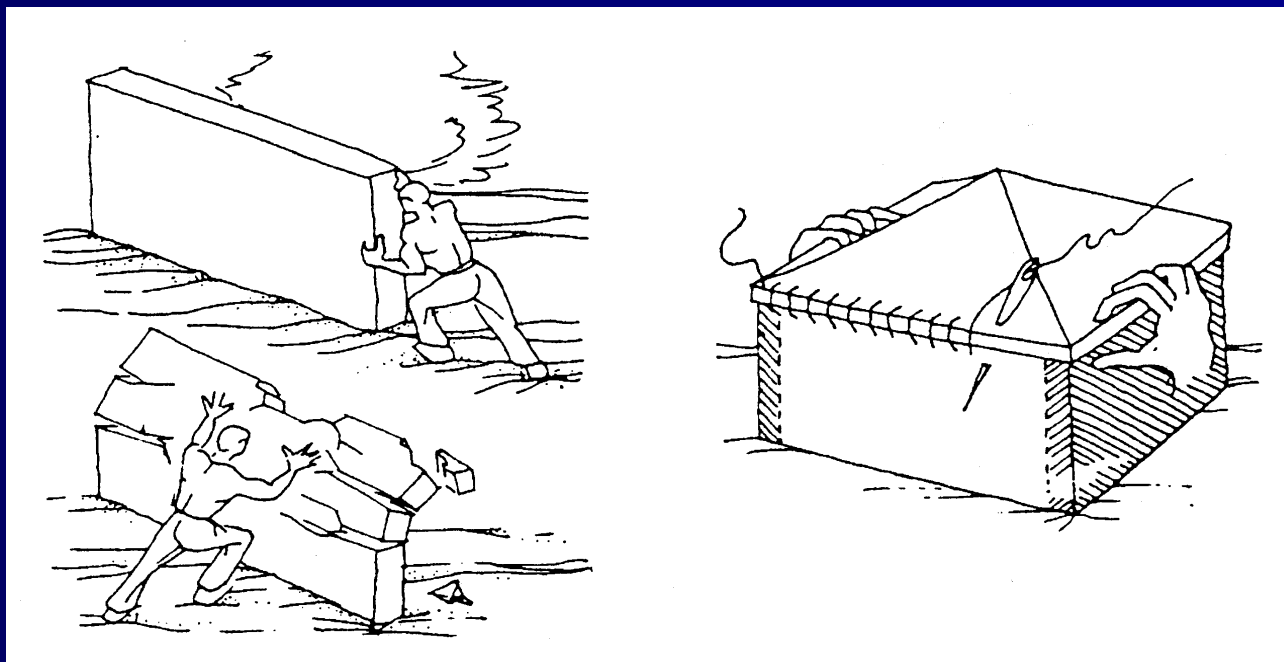


- le strutture orizzontali (solai, coperture, architravi) tradizionalmente erano in legno o erano strutture ad arco o a volta, oggi vengono spesso realizzate con elementi armati (c.a. o strutture miste) o acciaio o legno
- esistono alcuni problemi per la resistenza alle forze orizzontali (vento, sisma)

Caratteristiche principali strutture in muratura

La resistenza dei muri a forze agenti nel piano del muro è molto maggiore rispetto a quella rispetto a forze agenti ortogonalmente al piano, e quindi è maggiore la loro efficacia come elementi di controventamento

Concezione strutturale a "sistema scatolare"



(Immagine tratta da Touliatos, *op. cit.*)

LA CONCEZIONE STRUTTURALE DELL'EDIFICIO

L'edificio in muratura deve essere concepito e realizzato come un assemblaggio tridimensionale di muri e solai, garantendo il funzionamento scatolare, e conferendo quindi l'opportuna stabilità e robustezza all'insieme.

Un edificio in muratura è quindi una struttura complessa, ove tutti gli elementi cooperano nel resistere ai carichi applicati.

Data la complessità del comportamento reale di tali strutture, il progetto e l'analisi strutturale richiedono spesso l'introduzione di notevoli semplificazioni.

Un criterio frequentemente seguito è quello di considerare l'edificio come una serie di elementi "indipendenti" opportunamente assemblati:

- **muri che svolgono una funzione portante e/o di controventamento**
- **solai sufficientemente rigidi e resistenti per ripartire le azioni tra i muri di controventamento (azione di diaframma)**

LA CONCEZIONE STRUTTURALE DELL'EDIFICIO

- I muri portanti fungono da controvento in direzione parallela alla lunghezza, in modo tanto più efficace quanto più sono lunghi in pianta.
- La stabilità alle azioni orizzontali richiede muri disposti secondo almeno due direzioni ortogonali.
- La capacità dei muri di resistere alle azioni orizzontali è favorevolmente influenzata dalla presenza di forze verticali stabilizzanti (in particolare per i muri non armati).
- Si riconosce quindi che **lo schema "cellulare"**, in cui tutti i muri strutturali hanno funzione portante e di controventamento, è quello più **efficiente dal punto di vista statico**, e che meglio realizza un effettivo comportamento di tipo "scatolare".



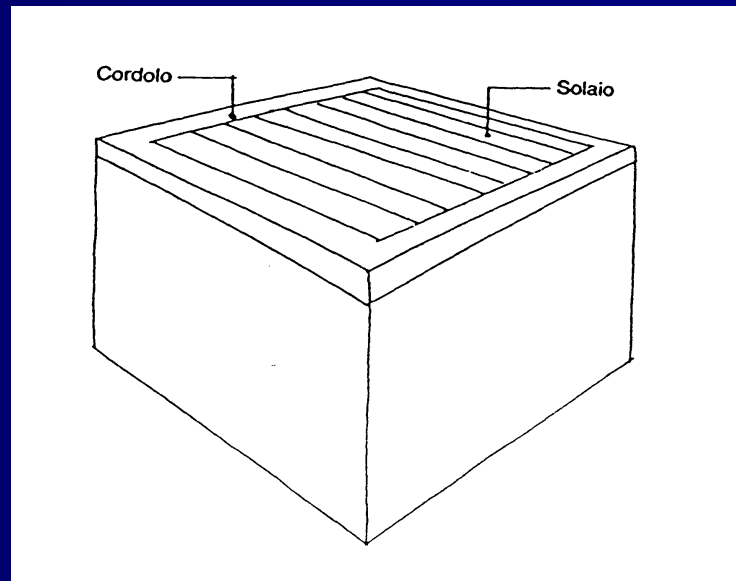
Questo concetto è ripreso dalle normative, specificando che per quanto possibile tutti i muri devono avere funzione portante e di controventamento.

ACCORGIMENTI DA SEGUIRE PER GARANTIRE IL COMPORTAMENTO SCATOLARE: I COLLEGAMENTI

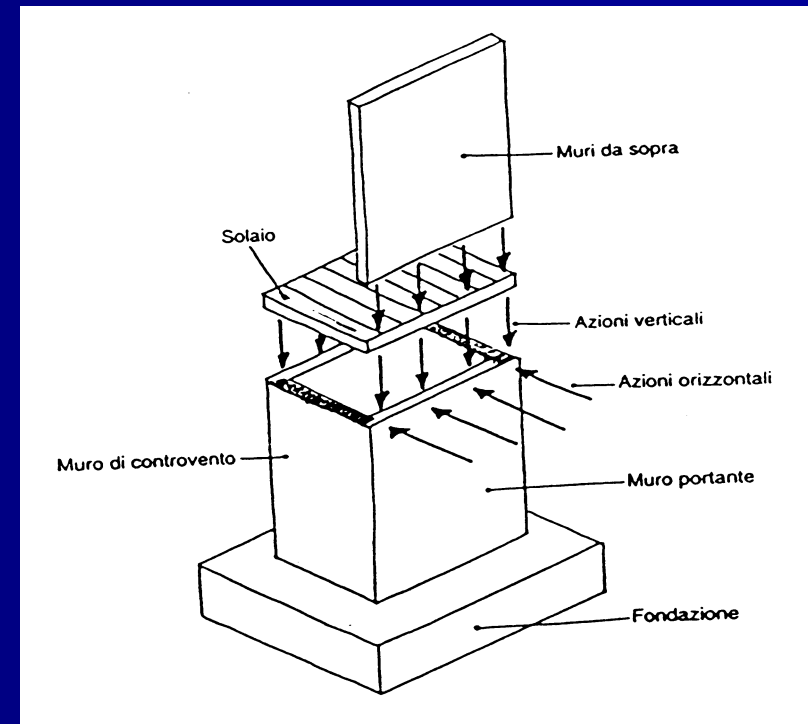
Requisito fondamentale:

i muri portanti, i muri di controventamento e i solai devono essere efficacemente collegati tra loro.

tale collegamento può essere effettuato mediante cordoli continui in cemento armato lungo tutti i muri, all'altezza dei solai di piano e di copertura

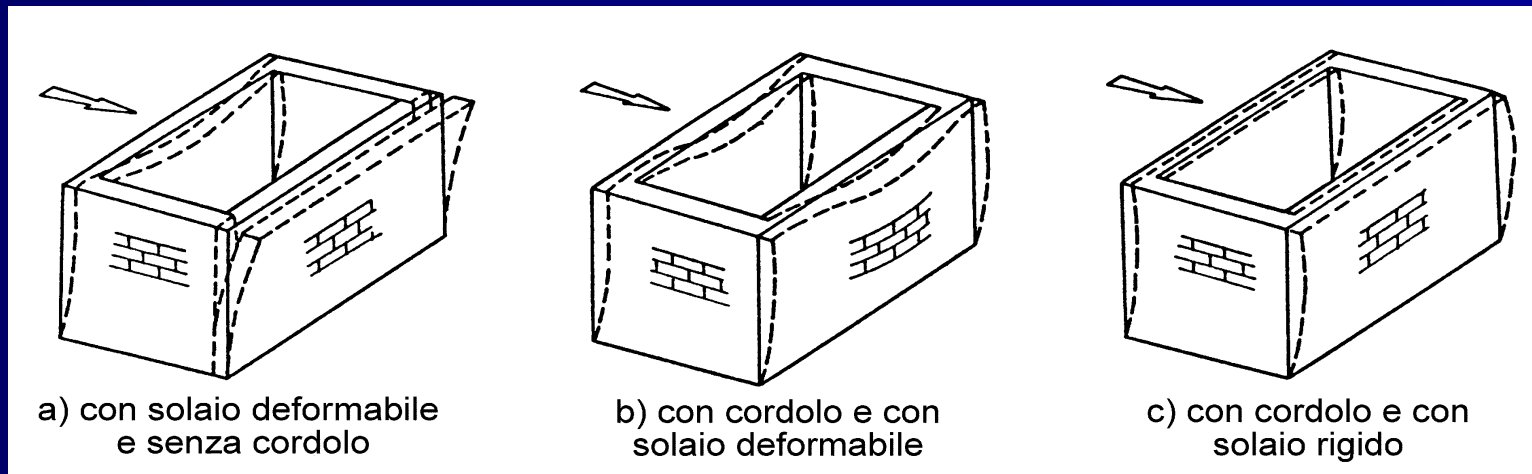


(da Tubi, 1993)



FUNZIONI DEI CORDOLI:

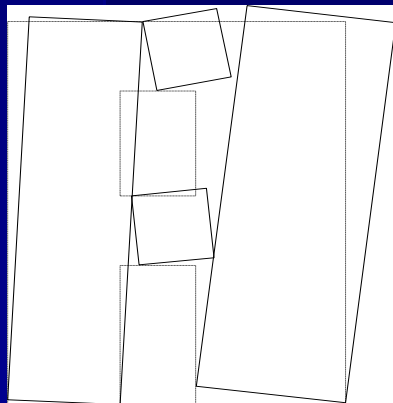
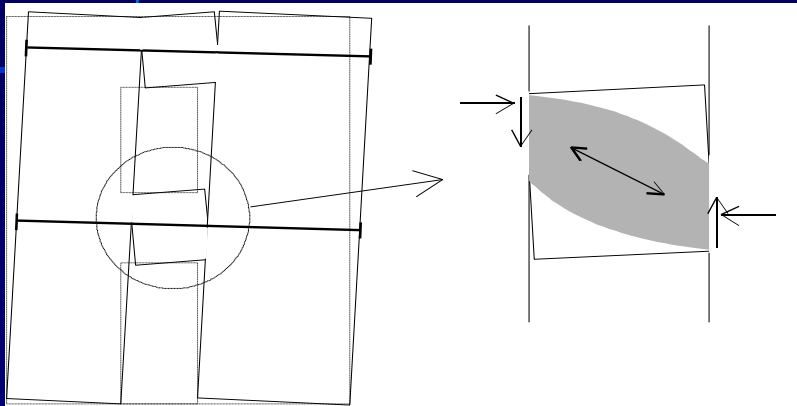
Svolgono una funzione di vincolo alle pareti sollecitate ortogonalmente al proprio piano, ostacolando il meccanismo di ribaltamento.



Inoltre, un cordolo continuo in c.a. consente di collegare longitudinalmente muri di controvento complanari, consentendo la redistribuzione delle azioni orizzontali fra di essi e conferendo maggiore iperstaticità e stabilità al sistema resistente.

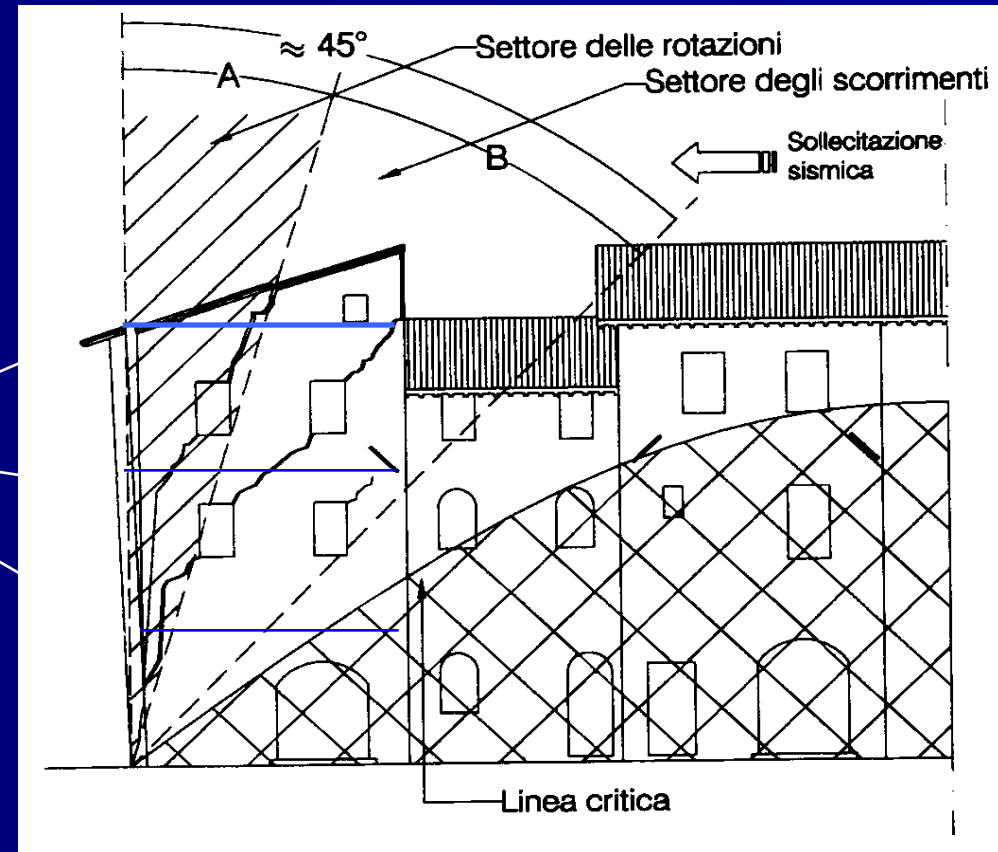
Nota: parte di queste funzioni erano e sono tuttora svolte negli edifici storici dalle catene con capochiave, parallele ed adiacenti ai muri perimetrali. Le catene tuttavia sono collegate alle pareti solamente in alcuni punti e non sono dotate di rigidezza flessionale.

FUNZIONI DELLE CATENE PER LA RISPOSTA AD AZIONI FUORI DEL PIANO (EDIFICI STORICI):



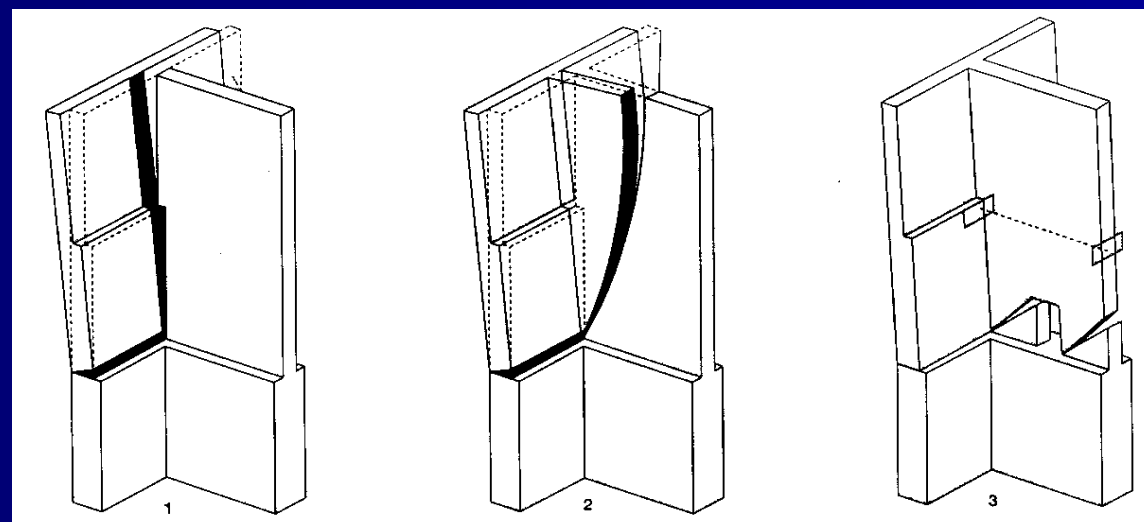
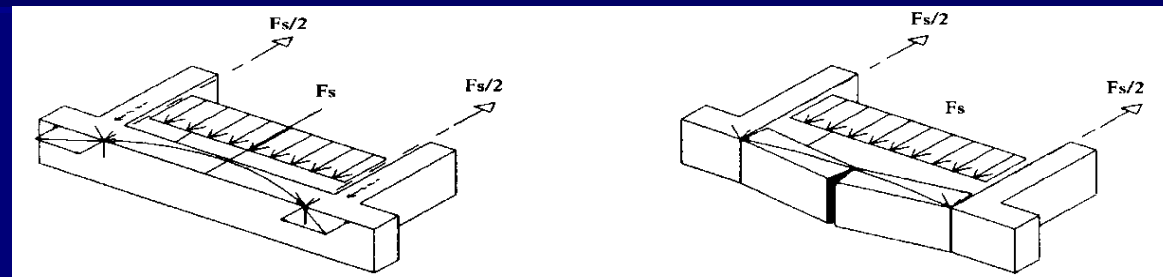
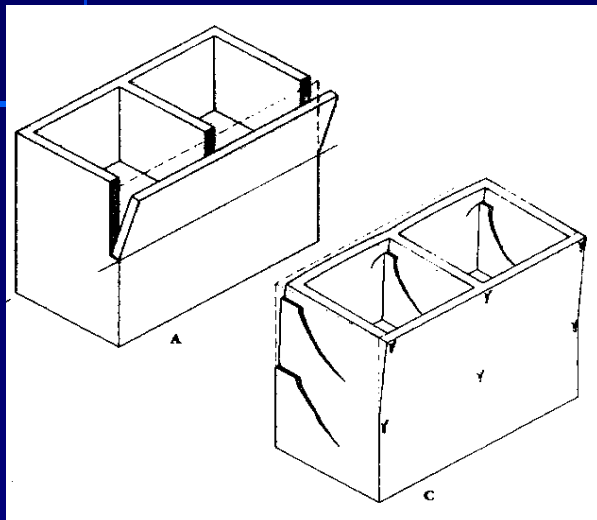
senza catene

tirantature per impedire il ribaltamento ed attivare la resistenza nel piano delle pareti



(da Giuffré, 1993)

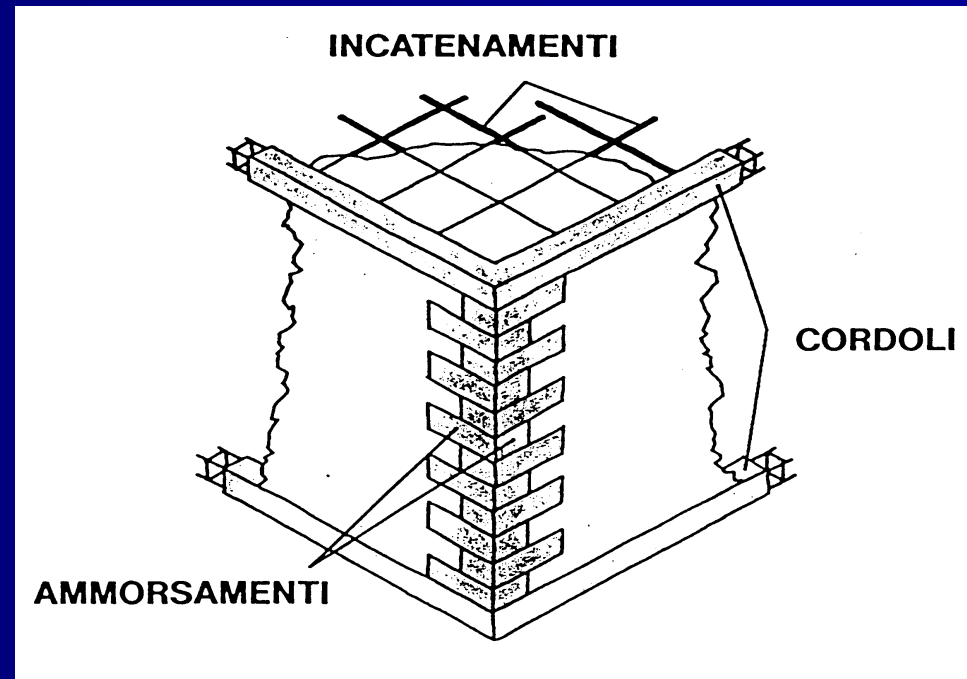
FUNZIONI DELLE CATENE PER LA RISPOSTA AD AZIONI FUORI DEL PIANO (EDIFICI STORICI):



ACCORGIMENTI DA SEGUIRE PER GARANTIRE LA ROBUSTEZZA E LA STABILITÀ D'INSIEME:

- I muri paralleli della scatola muraria devono essere collegati fra loro ai livelli dei solai da **incatenamenti metallici** ad essi ortogonali, efficacemente ancorati ai cordoli.

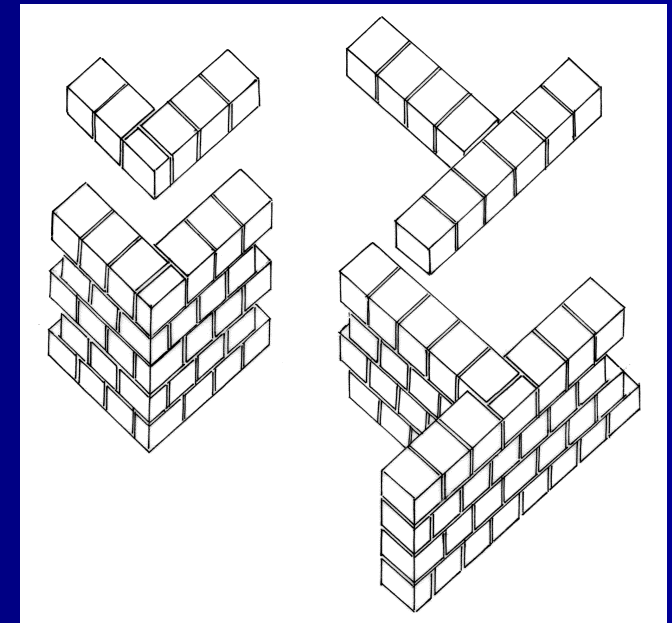
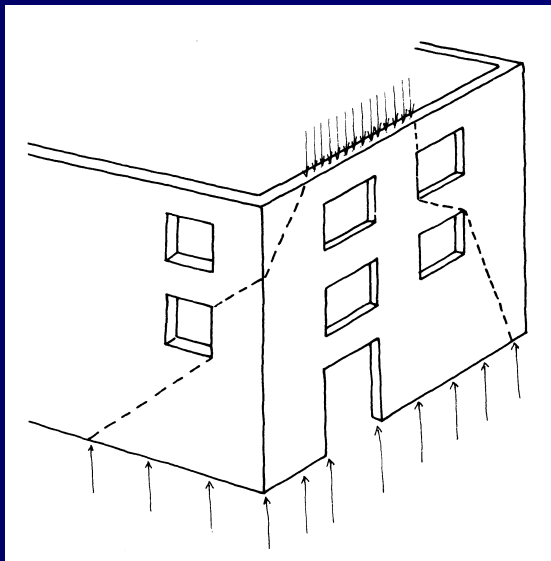
- La funzione degli incatenamenti ortogonali all'orditura dei solai unidirezionali è principalmente quella di costituire un ulteriore vincolo all'inflessione fuori dal piano dei muri quando questi non siano già caricati e quindi vincolati da un solaio di adeguata rigidezza.



ACCORGIMENTI DA SEGUIRE PER GARANTIRE LA ROBUSTEZZA E LA STABILITÀ D'INSIEME:

I muri ortogonali fra loro devono essere efficacemente ammorsati tra loro lungo le intersezioni verticali, mediante una opportuna disposizione degli elementi.

Il buon ammorsamento tra i muri tra l'altro tende a realizzare una maggiore redistribuzione dei carichi verticali fra i muri fra loro ortogonali anche nel caso di solai ad orditura prevalente in una direzione.



Inoltre è necessario che i muri rispettino degli spessori minimi, per non inficiare le ipotesi di calcolo che verranno esposte più avanti.

ACCORGIMENTI DA SEGUIRE PER GARANTIRE LA ROBUSTEZZA E LA STABILITÀ D'INSIEME:

In generale, una buona concezione strutturale ed una corretta realizzazione dei dettagli strutturali (la cosiddetta “regola d’arte”) garantisce un comportamento strutturale soddisfacente nella maggior parte dei casi.

Questo principio giustifica la sostanziale stabilità di strutture costruite nel passato, ben prima che esistessero i moderni modelli analitici dell’ingegneria strutturale.

Ciò è riconosciuto dalle normative, che, nel caso di edifici con particolari caratteristiche di regolarità geometrica, di altezza massima e di sezione muraria complessiva, e nel rispetto di alcune regole costruttive, consentono di applicare regole di verifica estremamente semplificate, omettendo di fatto l’analisi strutturale (regole per “edifici semplici”).

TECNICHE COSTRUTTIVE

Per le tecniche costruttive si distinguono tre principali tipologie:

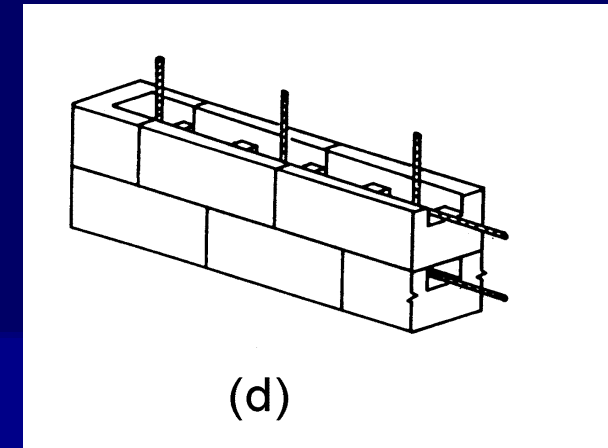
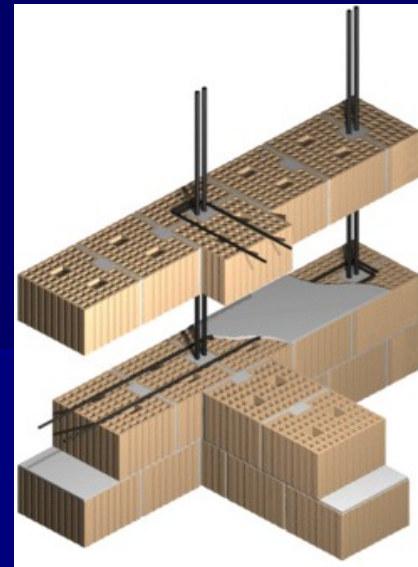
- la muratura semplice o non armata
- la muratura armata
- la muratura intelaiata

Muratura semplice - non armata:

- semplice assemblaggio degli elementi murari con malta (o a secco),
- presenta una bassa resistenza a trazione, soprattutto in direzione normale ai giunti orizzontali, e meccanismi di collasso tendenzialmente di tipo fragile (taglio, instabilità)

L'introduzione di armature (m. armata) o cordolature in c.a. (m. intelaiata) consente di assorbire le trazioni e di ridurre la fragilità dei meccanismi di collasso.

TECNICHE COSTRUTTIVE



Muratura armata:

prevede l'introduzione di armature verticali e orizzontali all'interno della muratura

Le funzioni dell'armatura possono essere così sintetizzate:

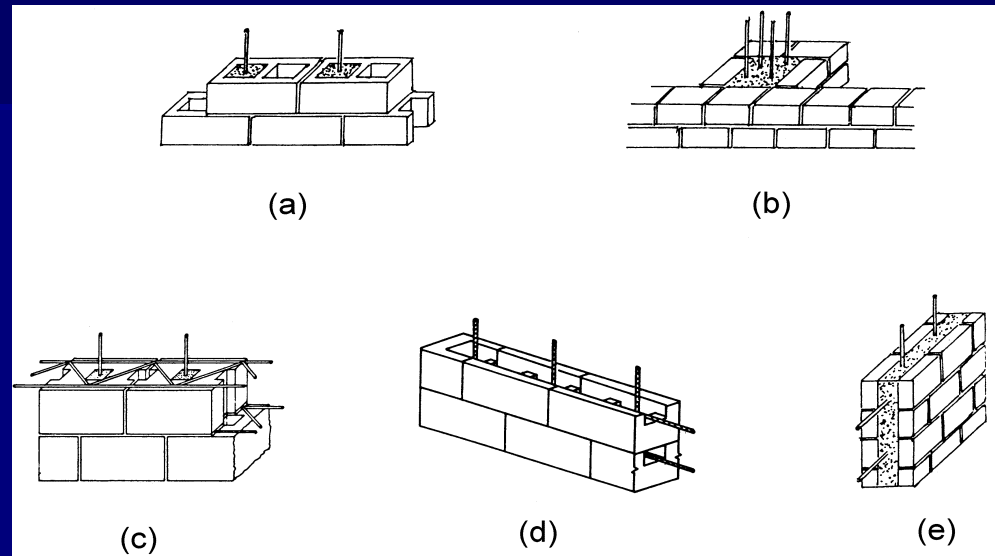
- conseguire un aumento della resistenza a flessione sia per azioni ortogonali che parallele al piano della muratura, con conseguente aumento della stabilità dell'edificio nei confronti delle azioni orizzontali (vento, sisma);
- evitare collassi successivi alla fessurazione e mantenere l'integrità della parete nel campo post-elastico, con un sensibile aumento della duttilità ed una diminuzione della suscettibilità al danneggiamento: tale funzione si esplica anche in un aumento della resistenza a taglio per azioni nel piano.

In basse percentuali, un'armatura diffusa può essere efficace nel contenere fessurazioni indesiderate in condizioni di esercizio, dovute a concentrazioni di tensione o a stati di coazione causati da deformazioni differenziali (deformazioni viscosse o da ritiro, deformazioni termiche).

TECNICHE COSTRUTTIVE

Esempi di tipologie di muratura armata:

L'armatura, sia verticale che orizzontale, può essere disposta in modo diffuso all'interno del muro oppure concentrata (a) o (b).



Tipologie di muratura armata attualmente piuttosto diffuse sono:

- in blocchi di calcestruzzo cavi successivamente iniettati (caso (d)), molto usata nelle zone a forte sismicità del Pacifico (California, Giappone, Nuova Zelanda), caratterizzata da percentuali di armatura relativamente elevate e con comportamento prossimo a quello di pareti in c.a. (Priestley, 1980, Paulay e Priestley, 1992)
- in blocchi di laterizio o di calcestruzzo con armatura diffusa in basse percentuali, in cui l'armatura diffusa è introdotta non tanto per aumentare la resistenza al taglio rispetto alla muratura non armata, quanto per consentire deformazioni anelastiche maggiori riducendo il danno ed il degrado (Macchi, 1982, Cantù e Zanon, 1982, Bernardini et al., 1984). Questo secondo tipo di muratura armata ha avuto maggiore diffusione nel nostro Paese.

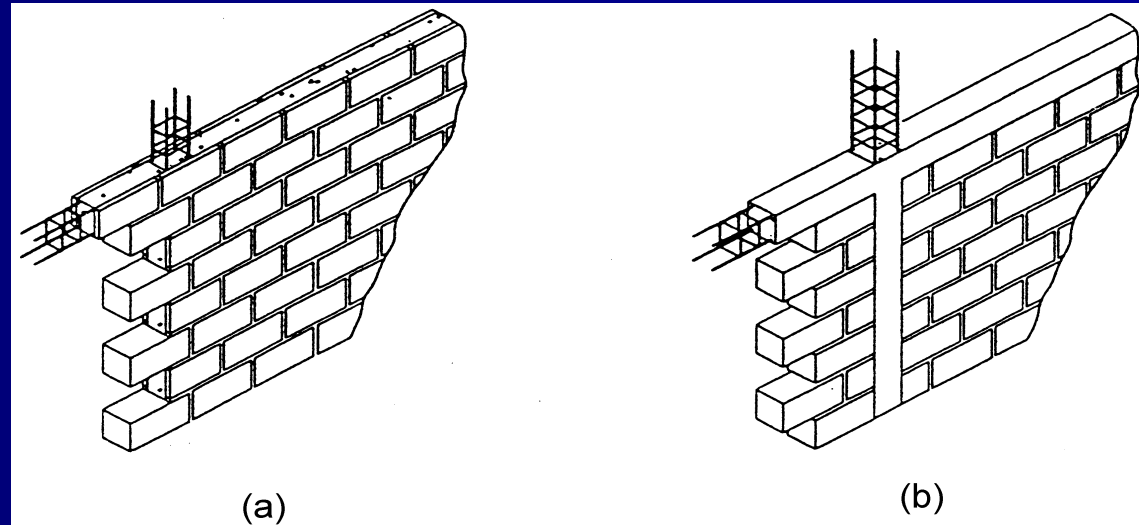
TECNICHE COSTRUTTIVE

Muratura intelaiata:

La muratura intelaiata viene realizzata mediante cordoli in cemento armato orizzontali e verticali adeguatamente collegati tra loro ed aderenti agli elementi murari assieme ai quali formano l'organismo resistente.

L'effetto d'intelaiamento prodotto dall'introduzione di cordoli verticali collegati con quelli orizzontali fornisce alla struttura, analogamente ad una muratura armata con armature concentrate, un maggior livello di duttilità, un minor degrado di resistenza e una minore suscettibilità al danneggiamento.

Si sottolinea come la distinzione fra muratura intelaiata e muratura armata ad armature concentrate possa essere alquanto labile in situazioni quali ad esempio quella del caso (a) in figura, in cui, grazie all'utilizzo di blocchi speciali con opportuna conformazione geometrica, si hanno cordoli armati interni al muro.



IL MATERIALE MURATURA: COMPORTAMENTO MECCANICO

La muratura è un materiale composito, le cui principali caratteristiche sono:

- la disomogeneità
- l'anisotropia
- l'asimmetria di comportamento compressione-trazione
- la non linearità del legame sforzi-deformazioni

Il comportamento meccanico è il risultato dell'interazione fra gli elementi e la malta, attraverso la loro interfaccia (che per fenomeni fisico-chimici tende a sviluppare un comportamento *diverso* da quello dei singoli componenti).

Nella prassi progettuale tuttavia si idealizza il materiale come continuo omogeneo macroscopicamente equivalente al materiale composito, e in alcuni casi può essere lecito trascurare la non linearità del materiale.

Da ricordare: salvo casi particolari, lo stato tensionale e deformativo macroscopico medio non coincide con gli stati tensionali e deformativi locali nella malta e negli elementi.

COMPORAMENTO STRUTTURALE DI ELEMENTI STRUTTURALI IN MURATURA: AZIONI NEL PIANO

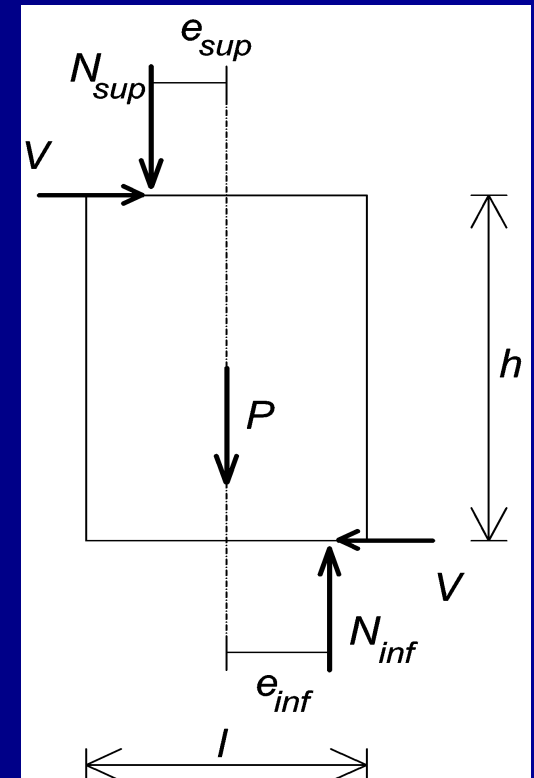
Muro semplice soggetto a sollecitazioni applicate alle sezioni estreme superiore ed inferiore, le cui risultanti sono contenute nel piano medio della parete stessa.

Per ogni sezione della parete è possibile definire una azione assiale, un taglio, un momento (il momento è definibile come il prodotto dell'azione assiale N per la relativa eccentricità e rispetto al baricentro geometrico della sezione).

Valgono le seguenti relazioni fondamentali di equilibrio:

$$N_{inf} = N_{sup} + P$$

$$V \cdot h = M_{sup} + M_{inf} = N_{sup} e_{sup} + N_{inf} e_{inf}$$



AZIONI NEL PIANO: ROTTURA (SLU) PER PRESSOFLESSIONE

La condizione di rottura per pressoflessione nel piano è associata allo schiacciamento della muratura al lembo compresso delle sezioni estreme.

Per bassi valori di azione assiale N l'estensione della zona compressa è modesta, si rileva una ampia apertura delle fessure flessionali e il muro tende a sviluppare un cinematismo di ribaltamento simile a quello di un blocco rigido.

L'analisi del comportamento a rottura per pressoflessione può essere agevolato dall'utilizzo di un opportuno "stress-block" della muratura in compressione. Il calcolo può essere particolarmente semplificato laddove si possa definire uno stress-block rettangolare equivalente. In questo caso:

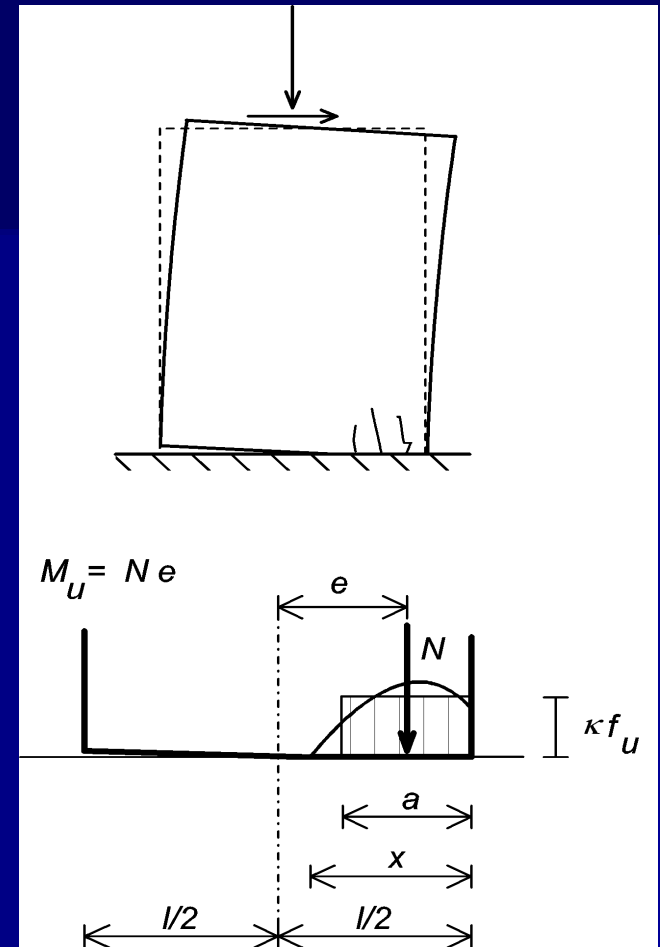
eq. a traslaz. verticale:

$$a = \frac{N}{\kappa f_u t}$$

eq. a rotazione:

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

$$\kappa = 0.85-1$$



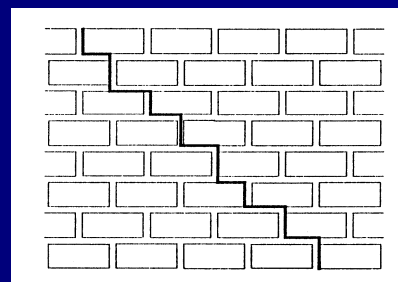
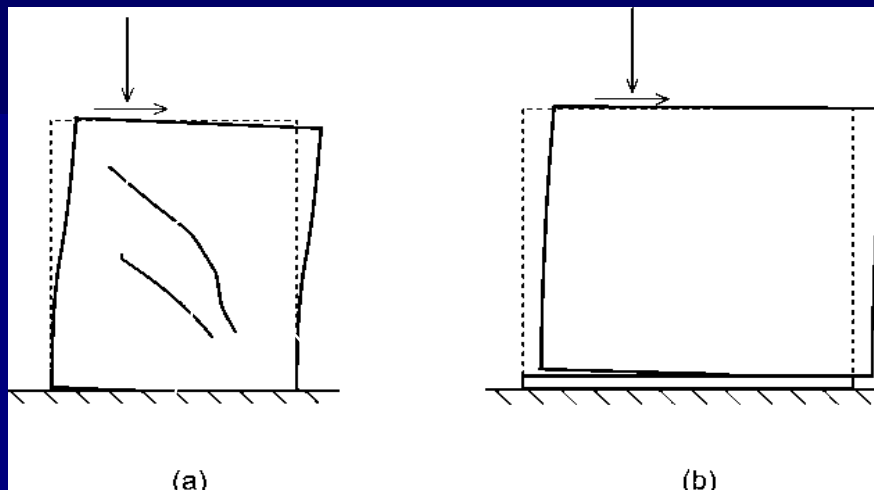
AZIONI NEL PIANO: ROTTURA (STATO LIMITE ULTIMO) PER SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

Nella denominazione “**rottura per taglio**” si includono solitamente meccanismi fessurativi di diversa natura, ascrivibili **all’effetto delle tensioni tangenziali originate dalle azioni orizzontali, in combinazione con le componenti di tensione normale**. Questi tipi di rottura sono fra *le più frequenti* nelle costruzioni in muratura.

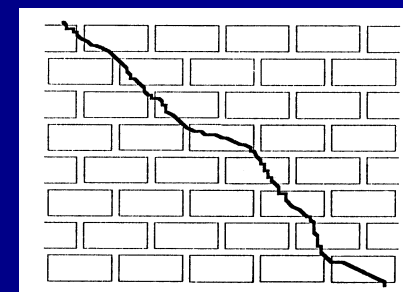
Si distinguono due principali modalità di rottura:

a) per **fessurazione diagonale**

b) per **taglio-scorrimento**



fessurazione diagonale con giunti deboli



fessurazione diagonale con giunti resistenti

AZIONI NEL PIANO: ROTTURA (STATO LIMITE ULTIMO) PER SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

Criteria per la formulazione della resistenza a taglio

Problemi:

- dati sperimentali caratterizzati da grande dispersione (tipico delle rotture fragili)
- distribuzione non uniforme degli sforzi locali, di difficile valutazione (elementi tozzi, fessurazione)



Nelle applicazioni è necessario introdurre delle **semplificazioni**, a scapito della accuratezza.

Approcci semplificati più diffusi:

- criterio del **massimo sforzo principale di trazione**
- criterio “**alla Coulomb**”

AZIONI NEL PIANO: ROTTURA (STATO LIMITE ULTIMO) PER SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

Criterio della massimo sforzo principale di trazione

Turnšek e Cačovic (1971), rilevarono sperimentalmente rotture con formazione di fessure diagonali al centro del pannello. Ipotizzarono quindi che la rottura per taglio abbia luogo quando lo sforzo principale (macroscopico) di trazione raggiunge un valore limite f_{tu} , assunto come resistenza a trazione convenzionale della muratura.

In tal modo si assume che, relativamente allo stato limite di rottura per taglio con fessurazione diagonale, l'anisotropia della muratura possa essere trascurata, con il notevole vantaggio di utilizzare un singolo parametro di resistenza (f_{tu} per l'appunto).

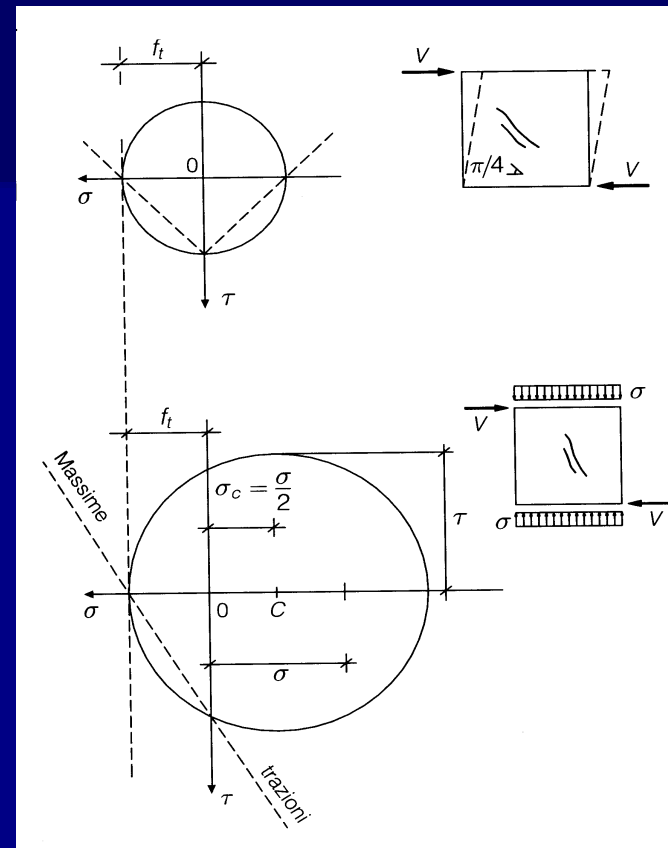
Supponendo in prima istanza che il pannello sia sufficientemente snello da poter essere assimilato ad un solido di De Saint Venant, il criterio si traduce nella seguente espressione del taglio ultimo resistente V_u

$$V_u = \frac{f_{tu}lt}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{f_{tu}}} ; \quad \sigma_m = \frac{N}{lt}$$

$$\left(V_u = \tau_k lt \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{b\tau_k}} \right)$$

b varia con il rapporto di forma h/l del pannello. Un possibile criterio approssimato è (Benedetti e Tomažević, 1984)

$b = 1.5$ per $h/l \geq 1.5$ (pannelli snelli),
 $b = 1$ per $h/l \leq 1.5$, e
 $b = h/l$ per $1 < b < 1.5$.



AZIONI NEL PIANO: ROTTURA (STATO LIMITE ULTIMO) PER SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

Criterio alla "Coulomb"

Criterio di rottura: $\tau = C + \mu\sigma$

in cui la tensione tangenziale t e la tensione normale s possono avere diverso significato a seconda dell'impostazione del criterio.

Secondo l'Eurocodice 6, la resistenza caratteristica a taglio della muratura semplice è espressa come resistenza a taglio unitaria f_{vk} moltiplicata per l'area reagente del muro (area compressa):

$$V_{Rk} = f_{vk} \cdot t \cdot l_c$$

con l_c lunghezza della zona compressa, e la resistenza a taglio unitaria f_{vk} è definita come:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \sigma_0 \quad \text{con} \quad f_{vk} \leq f_{vk,lim}$$

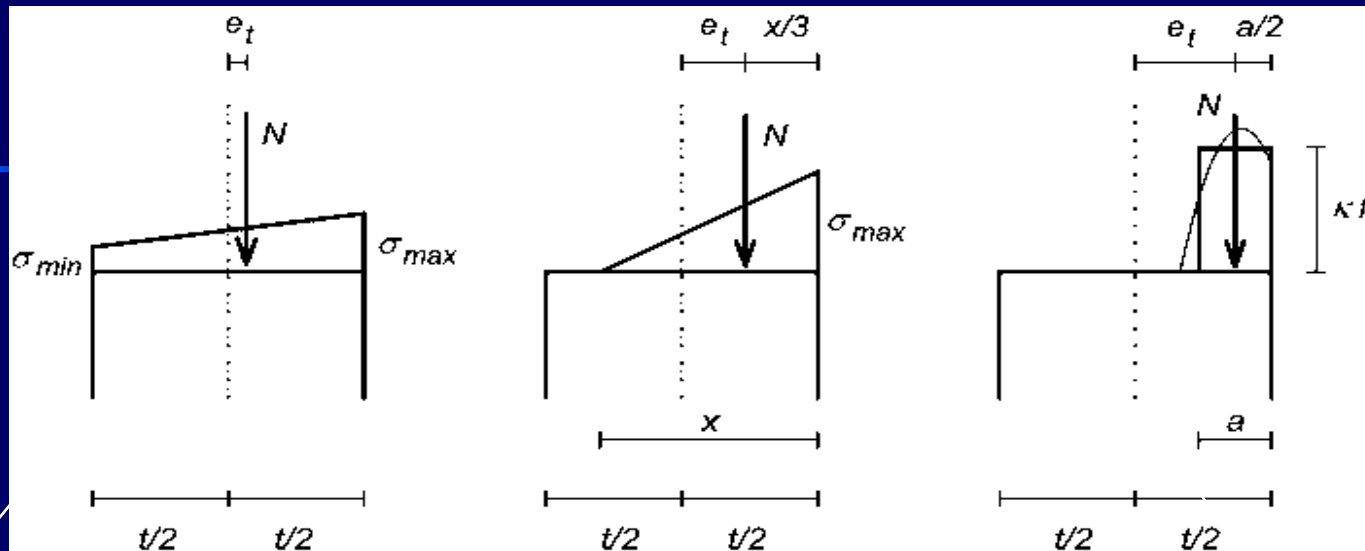
σ_0 : sforzo medio di compressione sull'area reagente

f_{vk0} : resistenza caratteristica a taglio in assenza di compressione

$f_{vk,lim}$ valore limite superiore della resistenza, dipendente dal tipo di elementi e dal tipo di malta.

Nota: L'applicazione del criterio in sezione parzializzata consiste fundamentalmente in un calcolo della resistenza a scorrimento del muro, ma non sembra riconducibile alla rottura con fessurazione diagonale.

AZIONI CHE INDUCONO INFLESSIONI FUORI DAL PIANO: COMPRESSIONE ECCENTRICA RISPETTO AL PIANO MEDIO



distribuzione di sforzi lineare,
sezione interamente compressa

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{N}{l \cdot t} \pm \frac{6N \cdot e_t}{l \cdot t^2}$$

$$M_{fess} = N \cdot e_t = \frac{N \cdot t}{6}$$

distribuzione di sforzi lineare,
sezione parzialmente compressa

$$x = 3 \cdot \left(\frac{t}{2} - e_t \right)$$

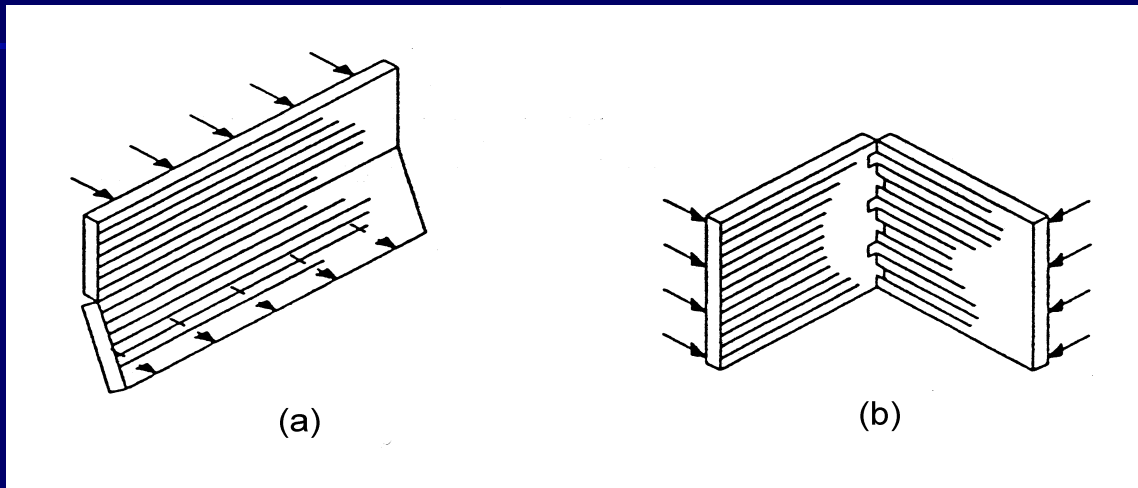
$$N = \frac{\sigma_{\max} \cdot x \cdot l}{2}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2}{3} \cdot \frac{N}{l \cdot \left(\frac{t}{2} - e_t \right)}$$

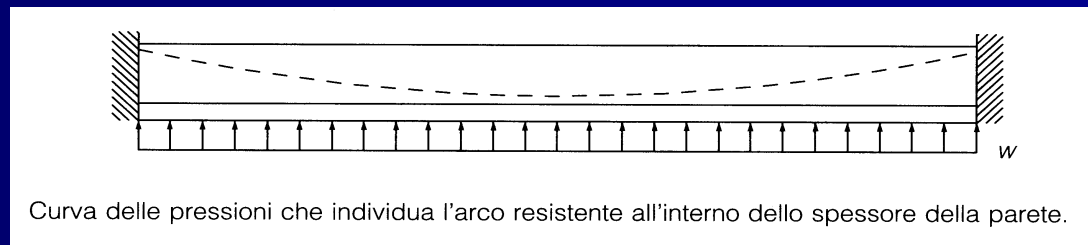
a rottura

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

ALTRI MECCANISMI DI RESISTENZA A FLESSIONE FUORI DAL PIANO:



Meccanismo “**a piastra**”: un parametro significativo è dato dal rapporto fra la resistenza a flessione con linea di rottura parallela ai letti di malta (a) e la resistenza a flessione con linea di rottura perpendicolare ai letti di malta (b) $\mu_f = f_{x1}/f_{x2}$



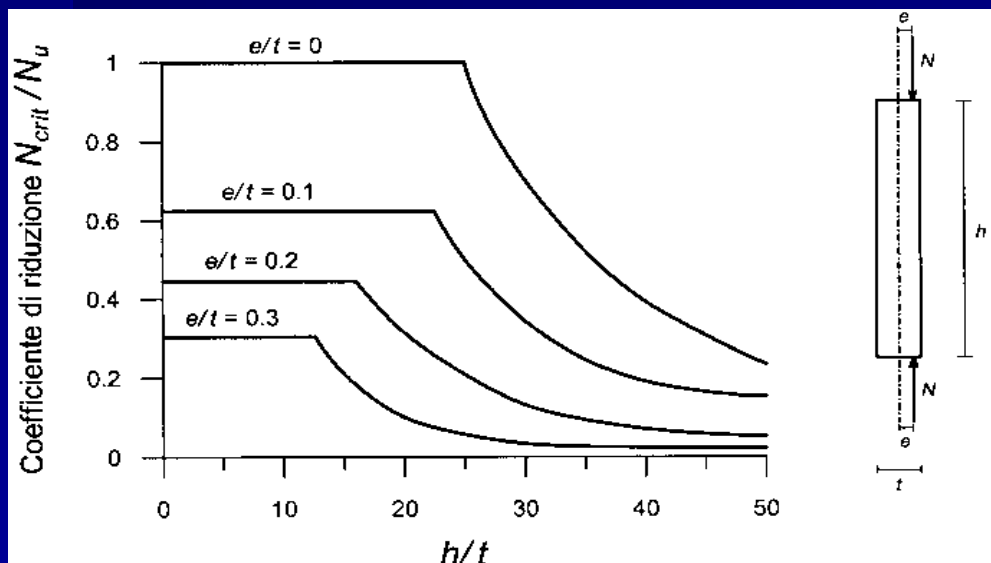
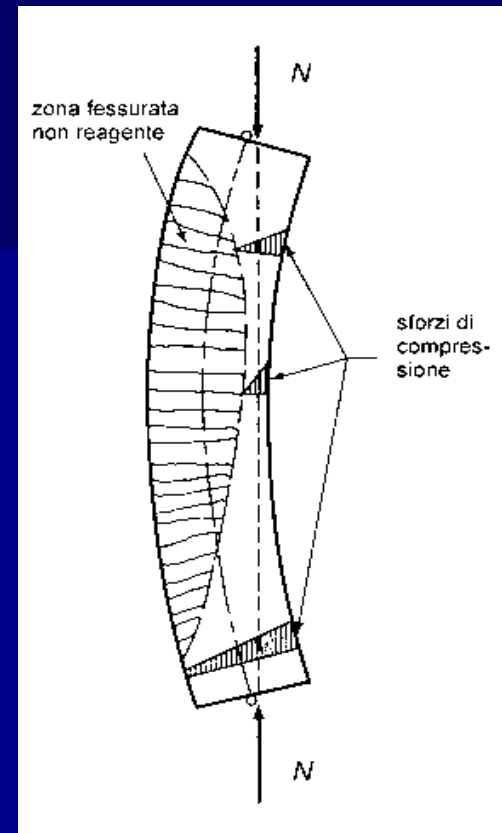
Curva delle pressioni che individua l'arco resistente all'interno dello spessore della parete.

Meccanismo “**ad arco**”: si può instaurare nel caso di particolari condizioni al contorno (ad es. pannello racchiuso da un telaio rigido in c.a.)

EFFETTI DEL SECONDO ORDINE

La resistenza a compressione o a pressoflessione della muratura è stata finora trattata senza considerare eventuali **effetti geometrici del secondo ordine**. Tuttavia, le pareti in muratura possono essere molto sensibili a tali effetti, a causa della relativa **snellezza nei confronti delle azioni fuori del piano unita alla trascurabile resistenza a trazione e alle deformazioni differite nel tempo**.

Per tali motivi lo studio della capacità portante di pareti in muratura e i conseguenti criteri progettuali devono di regola considerare questi fenomeni.



esempio di risultati ottenibili mediante la modellazione teorica (Chapman e Slatford,): muro doppiamente incernierato, materiale non reagente a trazione, lineare elastico in compressione

EFFETTI DEL SECONDO ORDINE

Per una valutazione corretta dei fenomeni è fondamentale tenere conto della **resistenza finita a compressione del materiale**, della **non linearità del legame costitutivo**, delle **deformazioni differite nel tempo**.

La sostanziale analogia con i problemi di stabilità di pareti in calcestruzzo non armato ha inoltre consentito l'utilizzo e l'estensione di modelli inizialmente proposti per il calcestruzzo alla muratura.

Negli studi svolti sono inoltre state prese in considerazione diverse possibili **condizioni di vincolo del muro**. Tali condizioni sono infatti un altro fattore di estrema importanza sul comportamento dei muri pressoinflessi, come rilevato anche sperimentalmente.

Vincoli superiore ed inferiore: in un edificio reale essi non sono necessariamente riconducibili ad una cerniera, a causa dell'interazione con i solai e con le pareti sovra- e sottostanti.

Se sono presenti **solai in calcestruzzo armato** continui o ammorsati per almeno due terzi dello spessore della parete, e la **compressione media** sul nodo muro-solaio è **superiore a circa 0.3 N/mm^2** , le condizioni di vincolo della parete possono **essere assimilate a quelle di un incastro**.

Nel caso di **solai flessibili** (ad es. in legno) o in presenza di **bassi valori di compressione media**, le condizioni sono maggiormente assimilabili e quelle di **cerniera o di incastro cedevole**.

In generale, **la rigidità di un nodo muro-solaio decresce nei piani più alti**, a causa della diminuzione dell'azione di compressione verticale.

Vincoli laterali: una notevole influenza sugli effetti del secondo ordine è infine esercitata dalla presenza di **muri di irrigidimento ortogonali**, di dimensioni adeguate, **efficacemente ammorsati**, che costituiscono un efficace vincolo allo sbandamento laterale.

EFFETTI DEL SECONDO ORDINE

Nota: sia la normativa italiana che l'Eurocodice 6 richiedono, **nel caso in cui si ipotizzi uno schema a telaio con vincoli fra i muri di tipo “incastro”, che si verifichi localmente la capacità del nodo di sopportare le azioni interne calcolate**, tenendo conto delle eventuali parzializzazioni, cioè trascurando la resistenza a trazione della muratura.

Tutte le normative prescrivono un **limite alla snellezza efficace dei muri**. Tale limite è generalmente compreso fra **20 e 30** (20 per la normativa italiana).

Nota: l' applicazione delle medesime regole anche nell' ambito del metodo alle tensioni ammissibili non è che una convenzionale trasposizione di una equivalente verifica allo stato limite ultimo,

ovvero

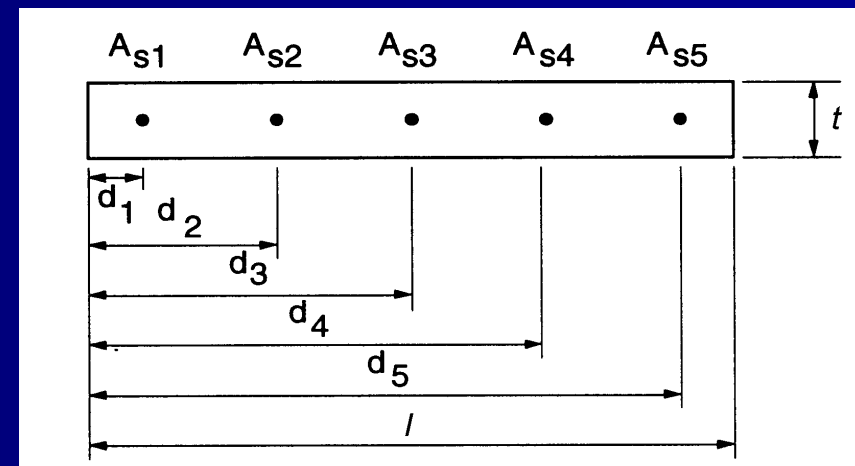
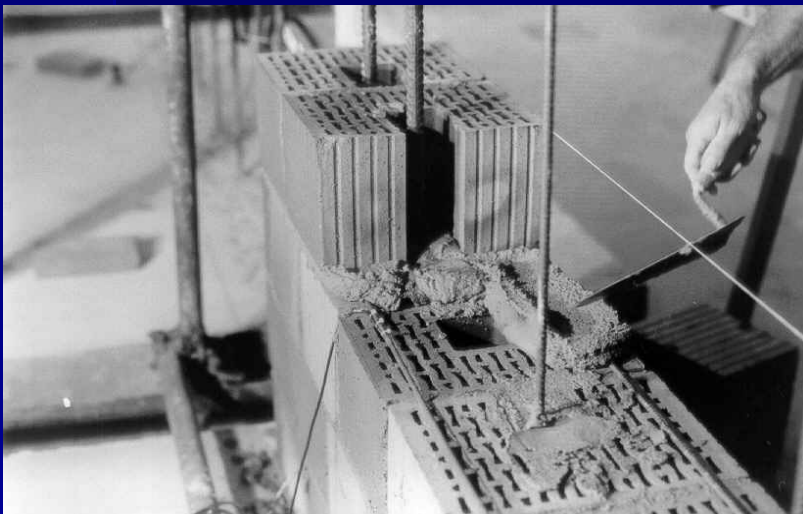
per la muratura il metodo alle tensioni ammissibili non ha il significato di valutazione degli sforzi nel materiale in condizioni di esercizio, ma è sempre stata una verifica a rottura “camuffata”.

COMPORAMENTO DI ELEMENTI STRUTTURALI IN MURATURA ARMATA

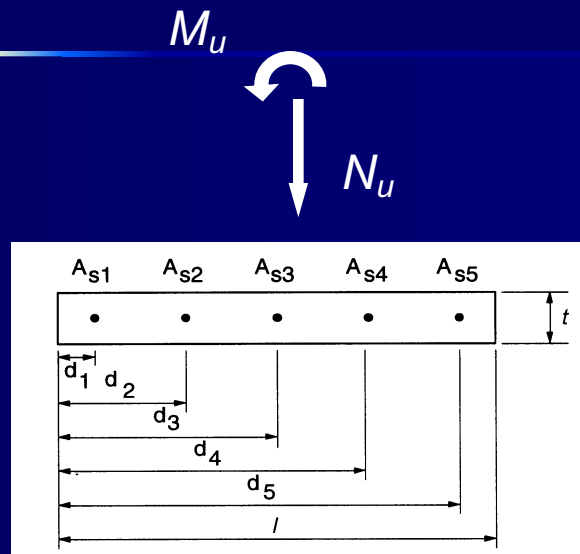
Il comportamento meccanico della muratura armata ha forti analogie con quello del cemento armato, fatte salve alcune differenze quali:

- l'anisotropia della muratura
- minore libertà nell'alloggiamento dell'armatura (in particolare le armature orizzontali)
- maggiori problemi di ancoraggio delle armature

Nelle applicazioni i modelli che si utilizzano per la muratura armata sono analoghi a quelli per il cemento armato.



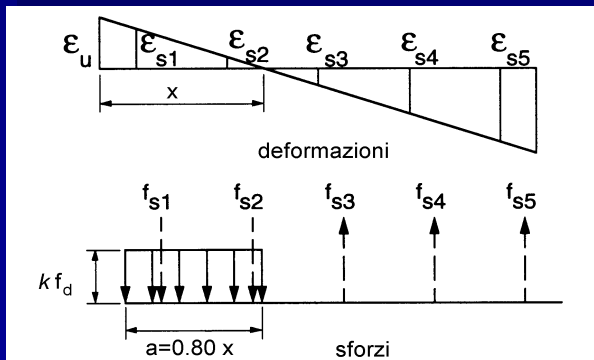
MURATURA ARMATA, PANNELLI SOGGETTI AD AZIONI NEL PIANO: S.L.U. PER PRESSOFLESSIONE



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:



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

MURATURA ARMATA, PANNELLI SOGGETTI AD AZIONI NEL PIANO: S.L.U. PER TAGLIO (segue)

La **percentuale minima** richiesta di armatura a taglio corrisponde alla quantità necessaria per mantenere un comportamento relativamente duttile dopo la fessurazione diagonale per taglio. Tale valore si aggira attorno a 0.05 %.

La **resistenza a taglio** di un elemento in muratura armata può essere espressa come somma di due contributi

$$V_R = V_m + V_s$$

V_m : raccoglie i **meccanismi di resistenza interna della muratura**

V_s : contributo dell'**armatura a taglio** secondo il meccanismo a traliccio

Secondo OPCM:

$$V_{Rd} = V_{t,M} + V_{t,S}$$

$$V_{t,M} = \frac{f_{vk} t d}{\gamma_m}$$

$$V_{t,S} = 0.6 d \frac{A_{sw}}{s} \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

d è l'altezza utile dell'elemento, b lo spessore minimo dell'elemento, α è l'angolo di inclinazione dell'armatura a taglio rispetto all'asse dell'elemento (nella gran parte dei sistemi in muratura armata tale angolo può essere unicamente di 90°), s è la spaziatura dell'armatura a taglio di area A_{sw} , e γ_m e γ_s sono i coefficienti parziali di sicurezza dei materiali.

Per evitare la rottura delle bielle compresse il taglio resistente deve rispettare:

$$V_{Rd} \leq \frac{0.30 f_k t d}{\gamma_m}$$

MODELLI D'INSIEME, ANALISI STRUTTURALE E VERIFICHE DI SICUREZZA

Edificio in muratura: sistema scatolare tridimensionale caratterizzato da non linearità costitutiva e geometrica. Quale modellazione?

Un approccio solitamente adatto alle applicazioni è quello di operare su **schemi strutturali semplificati** appositamente **scelti in funzione del tipo di azioni convenzionali da considerare nelle verifiche e del tipo di elementi strutturali** primari che esse andranno ad interessare.

In particolare, tali schemi si differenziano principalmente in base alla **direzione delle azioni**.

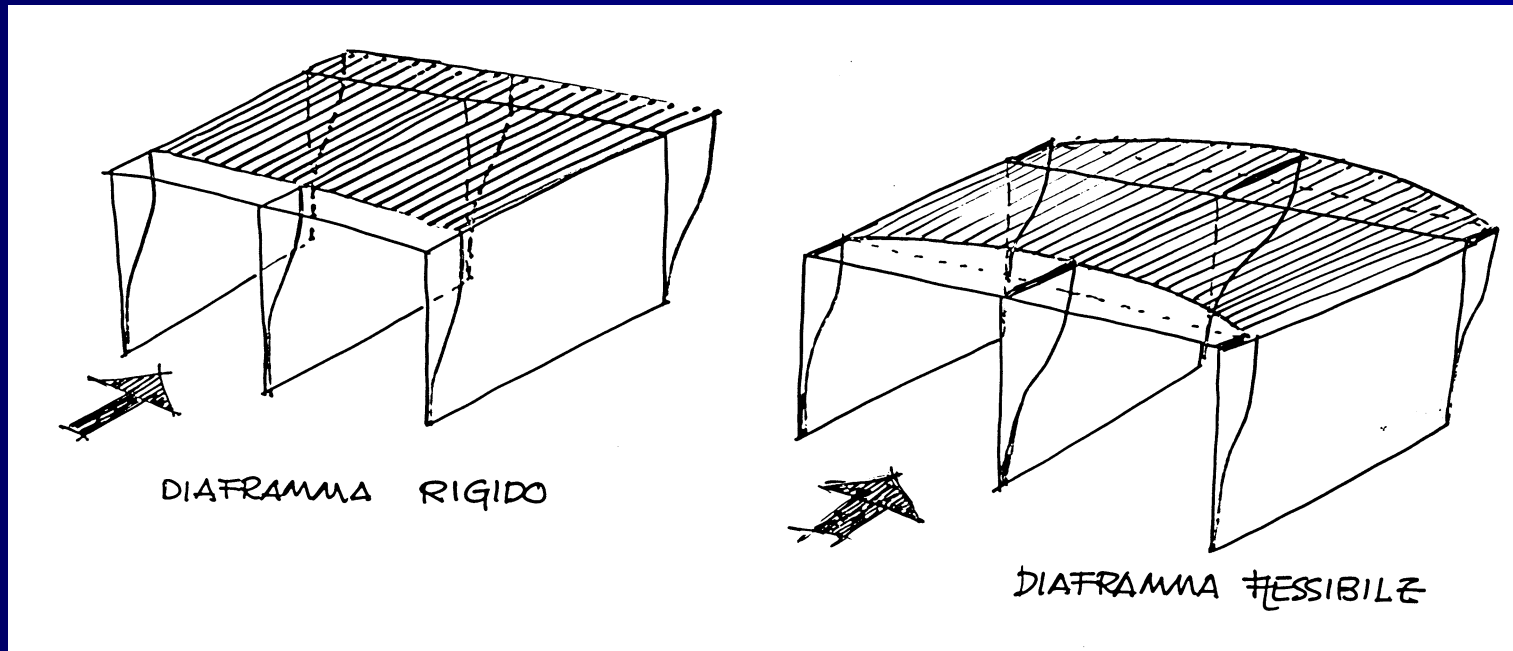
Si distinguono quindi:

- Analisi e verifica sotto **azioni verticali**
- Analisi e verifica sotto **azioni orizzontali**

ANALISI E VERIFICA SOTTO AZIONI ORIZZONTALI

La resistenza di un edificio alle azioni orizzontali è generalmente fornita dal sistema formato dai solai e dai muri di controventamento, disposti parallelamente all'azione.

Nella definizione del modello strutturale si deve valutare se i solai possono essere considerati come diaframmi infinitamente rigidi nel loro piano, prestando particolare attenzione alla tipologia di solaio e alla presenza di vani scala-ascensore che possono indebolire l'impalcato.

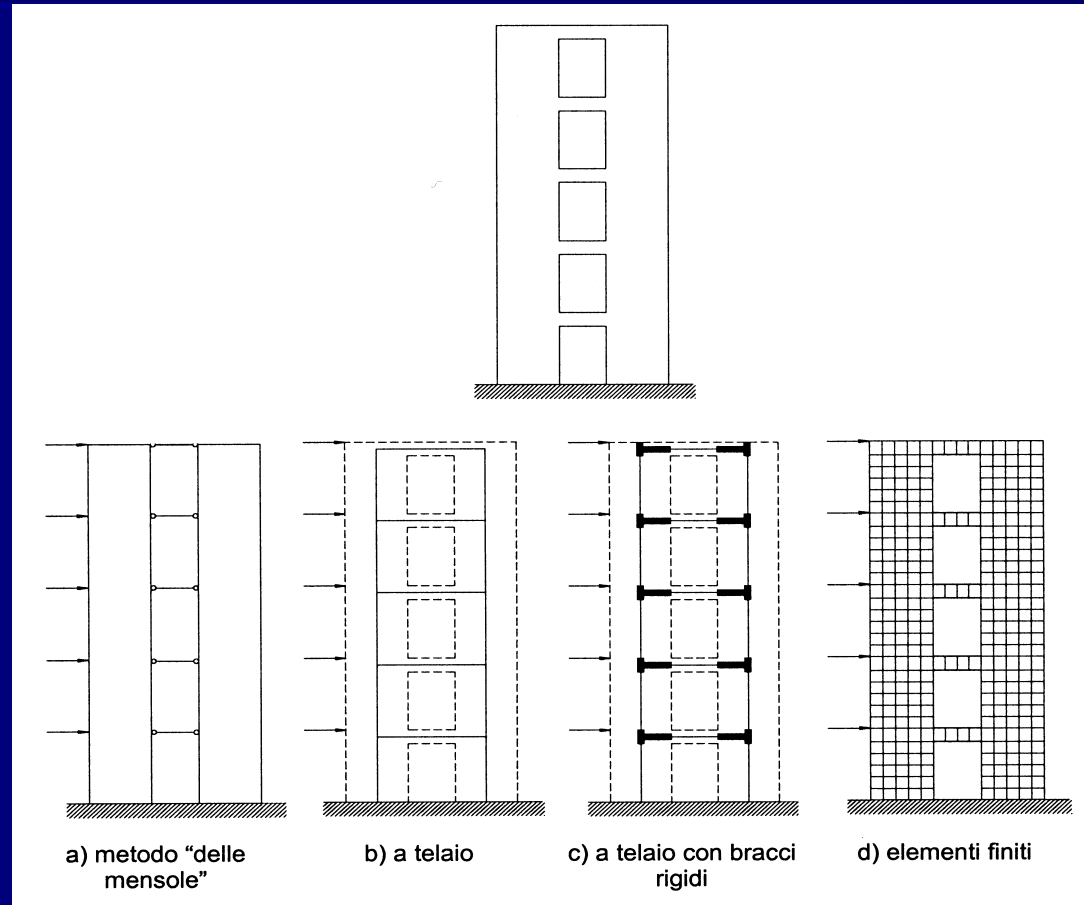


POSSIBILI MODELLI STRUTTURALI PER PARETI SOGGETTE A FORZE ORIZZONTALI

Nelle applicazioni, quando la geometria lo consente, si preferisce utilizzare modelli in cui i montanti murari sono assimilati a **travi deformabili a taglio**, accoppiate dai solai e da eventuali travi alte in muratura, se strutturalmente collaboranti.

In molti casi è possibile idealizzare la struttura come un **insieme di telai piani** orientati secondo le direzioni di maggior rigidità dei muri.

Similitudine con strutture a mensole accoppiate in c.a.



POSSIBILI MODELLI STRUTTURALI PER PARETI SOGGETTE A FORZE ORIZZONTALI

Più frequentemente, nella pratica progettuale, le azioni taglianti nei piani vengono ripartite ai diversi piani secondo un metodo semplificato descritto in numerosi testi.

Il metodo presuppone che gli orizzontamenti (solai) siano **infinitamente rigidi** nel loro piano e definisce un criterio per calcolare rapidamente la **ripartizione del taglio interpiano** V_{tot} supposto applicato in un punto C.

Per ogni muro i si definiscono:

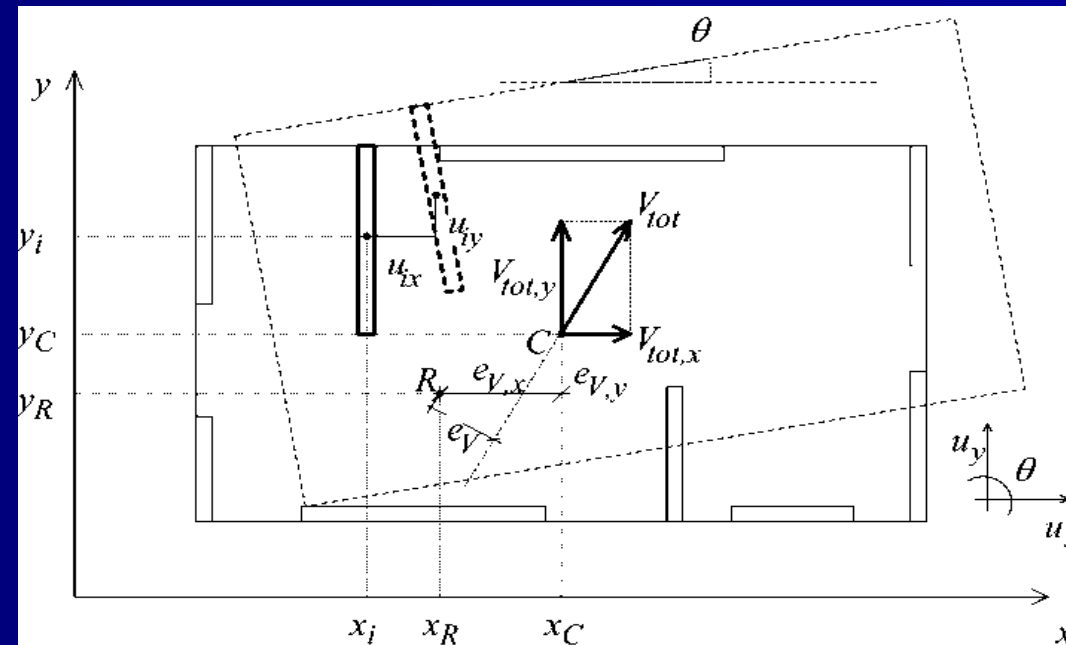
- coordinate baricentriche x_i e y_i
- rigidezza elastica traslazionale in ciascuna delle due direzioni orizzontali x e y , K_{ix} e K_{iy}
- eventuale rigidezza torsionale $K_{i\theta}$

Posizione del baricentro delle rigidezze interpiano R :

$$x_R = \frac{\sum_i K_{yi} \cdot x_i}{\sum_i K_{yi}}; \quad y_R = \frac{\sum_i K_{xi} \cdot y_i}{\sum_i K_{xi}}$$

Rigidezza traslazionale del muro:

$$K_{x,y} = \left(\frac{h^3}{\beta \cdot EJ_{x,y}} + 1.2 \frac{h}{GA} \right)^{-1}$$



POSSIBILI MODELLI STRUTTURALI PER PARETI SOGGETTE A FORZE ORIZZONTALI

Momento torcente di piano:

$$M_{tot} = V_{tot,y} \cdot (x_C - x_R) - V_{tot,x} \cdot (y_C - y_R) = V_{tot,y} \cdot e_{V,x} - V_{tot,x} \cdot e_{V,y}$$

Valgono le relazioni:

$$V_{ix} = \frac{K_{xi}}{K_{x,tot}} \cdot V_{tot,x} - \frac{K_{xi} \cdot (y_i - y_R)}{J_{p,tot}} \cdot M_{tot};$$

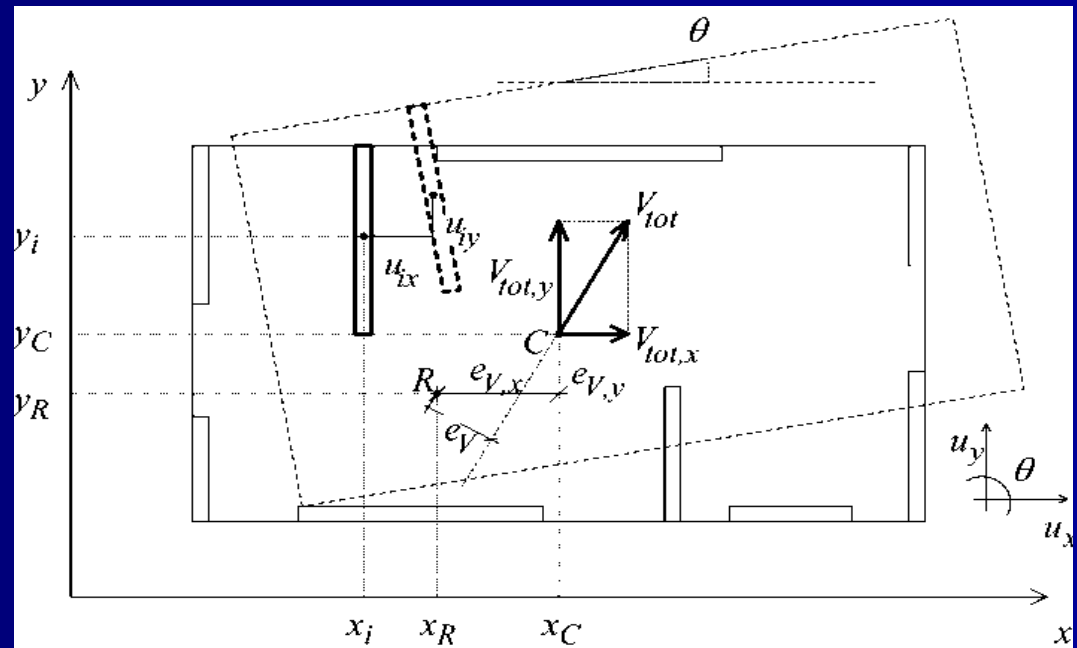
$$V_{iy} = \frac{K_{yi}}{K_{y,tot}} \cdot V_{tot,y} + \frac{K_{yi} \cdot (x_i - x_R)}{J_{p,tot}} \cdot M_{tot};$$

$$T_i = \frac{K_{\theta i}}{J_{p,tot}} \cdot M_{tot}$$

dove:

$$K_{x,tot} = \sum_i K_{xi}; \quad K_{y,tot} = \sum_i K_{yi};$$

$$J_{p,tot} = \sum_i K_{xi} \cdot (y_i - y_R)^2 + \sum_i K_{yi} \cdot (x_i - x_R)^2 + \sum_i K_{\theta i}$$



sono rispettivamente

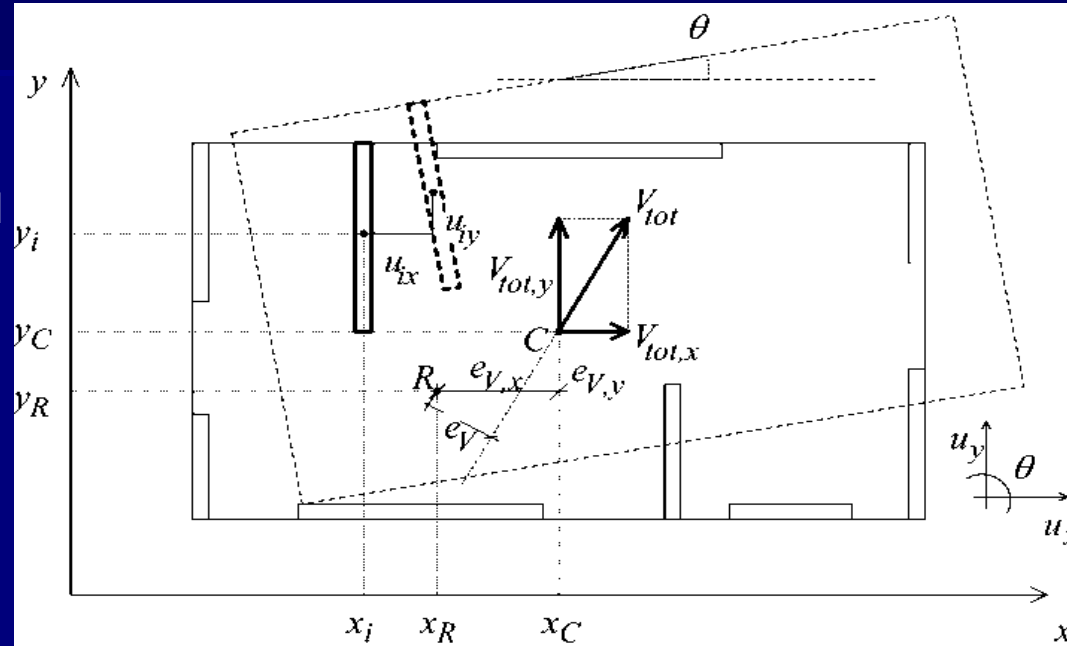
le rigidezze traslazionali totali e

la rigidezza torsionale totale di piano

POSSIBILI MODELLI STRUTTURALI PER PARETI SOGGETTE A FORZE ORIZZONTALI

Una semplificazione comune ed accettabile per strutture regolari è quella di ipotizzare che la componente del taglio totale in direzione x , $V_{tot,x}$, sia assorbita solamente dai muri disposti lungo la direzione x , e la componente del taglio totale in direzione y , $V_{tot,y}$, sia assorbita solamente dai muri disposti lungo la direzione y , trascurando la rigidità fuori del piano dei muri.

In questo caso il calcolo del taglio agente sui singoli muri si modifica come segue:



$$V_{ix} = \frac{K_{xi}}{K_{x,tot}} \cdot V_{tot,x} + \frac{K_{xi} \cdot (y_i - y_R)}{J_{px,tot}} \cdot V_{tot,x} e_{V,y};$$

$$V_{iy} = \frac{K_{yi}}{K_{y,tot}} \cdot V_{tot,y} + \frac{K_{yi} \cdot (x_i - x_R)}{J_{py,tot}} \cdot V_{tot,y} e_{V,y};$$

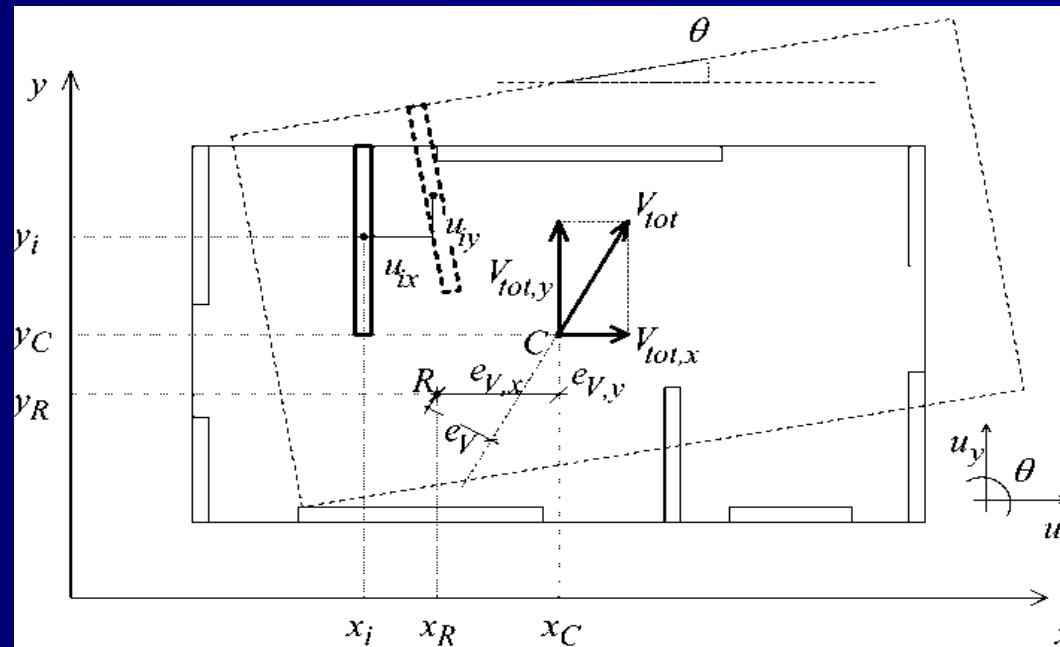
$$K_{x,tot} = \sum_i K_{xi}; \quad K_{y,tot} = \sum_i K_{yi};$$

$$J_{px,tot} = \sum_i K_{xi} \cdot (y_i - y_R)^2$$

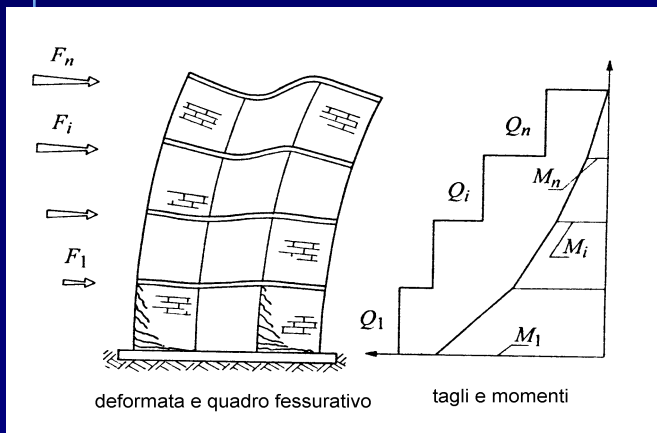
$$J_{py,tot} = \sum_i K_{yi} \cdot (x_i - x_R)^2$$

POSSIBILI MODELLI STRUTTURALI PER PARETI SOGGETTE A FORZE ORIZZONTALI

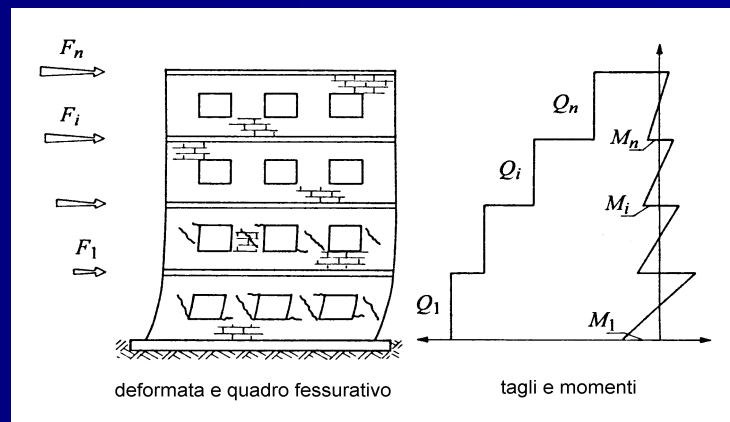
Questo metodo approssimato in una certa misura giustifica l'asserzione che si trova nelle normative, in cui si afferma che le azioni orizzontali si distribuiscono tra le pareti "in proporzione alla loro rigidezza ed alla loro distribuzione planimetrica"



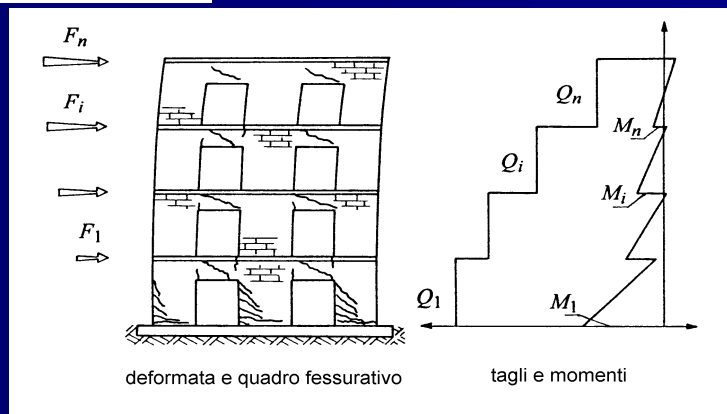
RUOLO DELL'ACCOPIAMENTO FORNITO DA SOLAI/CORDOLI E "FASCE MURARIE"



(a)



(b)



(c)

il grado di accoppiamento influenza in modo notevole l'entità dei momenti flettenti nei montanti murari

ANALISI SISMICA PER STRUTTURE IN MURATURA ORDINARIA:

PREMESSA:

Nel DM. 14/01/08 vi sono molte parti che riguardano le costruzioni in muratura: § § 4.5 e 11.10. Dal punto di vista sismico il capitolo 7 dello stesso documento ha un corposo paragrafo § 7.8.1.1 dedicato alle murature.

Materiali

Gli elementi da utilizzare per costruzioni in muratura portante debbono essere tali da evitare rotture eccessivamente fragili. A tal fine gli elementi debbono possedere i requisiti indicati nel § 4.5.2 con le seguenti ulteriori indicazioni:

- percentuale volumetrica degli eventuali vuoti non superiore al 45% del volume totale del blocco;
- eventuali setti disposti parallelamente al piano del muro continui e rettilinei; le uniche interruzioni ammesse sono quelle in corrispondenza dei fori di presa o per l'alloggiamento delle armature;
- resistenza caratteristica a rottura nella direzione portante (f_{bk}), calcolata sull'area al lordo delle forature, non inferiore a 5 MPa;
- resistenza caratteristica a rottura nella direzione perpendicolare a quella portante ossia nel piano di sviluppo della parete (f_{bk}), calcolata nello stesso modo, non inferiore a 1,5 MPa.

41

ANALISI SISMICA PER STRUTTURE IN MURATURA ORDINARIA:

PREMESSA:

La malta di allettamento per la muratura ordinaria deve avere resistenza media non inferiore a 5 MPa e i giunti verticali debbono essere riempiti con malta. L'utilizzo di materiali o tipologie murarie aventi caratteristiche diverse rispetto a quanto sopra specificato deve essere autorizzato preventivamente dal Servizio Tecnico Centrale, su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Sono ammesse murature realizzate con elementi artificiali o elementi in pietra squadrata.

È consentito utilizzare la muratura di pietra non squadrata o la muratura listata solo nei siti ricadenti in zona 4.

MODALITÀ COSTRUTTIVE E FATTORI DI STRUTTURA

In funzione del tipo di tecnica costruttiva utilizzata, l'edificio potrà essere considerato in muratura ordinaria o in muratura armata. Il **fattore di struttura q** da utilizzare per la definizione dello spettro di progetto di cui al punto 3.2.5 da **utilizzare nelle analisi lineari**, è indicato nel seguito.

$$q = \mu \cdot \underbrace{\alpha_u / \alpha_1}$$

In funzione della
tipologia strutturale

α_1 è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione).

α_u è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, l'edificio raggiunge la massima forza resistente.

Si possono determinare attraverso una analisi statica non lineare. Deve comunque essere inferiore a 2.5.

MODALITÀ COSTRUTTIVE E FATTORI DI STRUTTURA

$$q = \mu \cdot \alpha_u / \alpha_1$$

TIPOLOGIA STRUTTURALE	q_0
Costruzioni in muratura ordinaria	2,0 α_u / α_1
Costruzioni in muratura armata	2,5 α_u / α_1
Costruzioni in muratura armata progettati secondo GR	3,0 α_u / α_1

MODALITÀ COSTRUTTIVE E FATTORI DI STRUTTURA

$$q = \mu \cdot \alpha_u / \alpha_1$$

Qualora non si proceda ad una analisi statica non lineare.

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

MODALITÀ COSTRUTTIVE E FATTORI DI STRUTTURA

Fattore di struttura in muratura armata progettati con il principio di gerarchia delle resistenze

$$q = 3,9$$

Principi di gerarchia delle resistenze

I principi di gerarchia delle resistenze si applicano esclusivamente al caso di muratura armata. Il principio fondamentale di gerarchia delle resistenze consiste nell'evitare il collasso per taglio per ogni pannello murario, assicurandosi che sia preceduto da modalità di collasso per flessione. Tale principio si intende applicato quando ciascun pannello murario è verificato a flessione rispetto alle azioni agenti ed è verificato a taglio rispetto alle azioni risultanti dalla resistenza a collasso per flessione, amplificate del fattore $\gamma_{Rd} = 1,5$.

METODI DI ANALISI

- Analisi lineare statica
- Analisi dinamica modale
- Analisi statica non lineare
- Analisi dinamica non lineare

METODI DI ANALISI

- Analisi lineare statica
- Analisi dinamica modale
- Analisi statica non lineare
- Analisi dinamica non lineare

METODI DI ANALISI: Analisi statica lineare

È applicabile nei casi previsti al punto 7.3.3.2 (edifici regolari in elevazione con $T_1 < 2.5 T_C$ o anche irregolari in elevazione purché si ponga il coefficiente $\lambda=1$).

Le rigidezze degli elementi murari saranno 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 potranno essere assunte pari alla metà di quelle non fessurate.

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.

$T_1 = 0,05 H^{3/4} \leq 2,5 T_C$. (praticamente sempre soddisfatta per edifici in muratura)

L'analisi statica 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 dalla formula seguente:

$$F_i = F_h (z_i W_i) / S (z_j W_j)$$

METODI DI ANALISI: Analisi statica lineare

$$F_i = F_h (z_i W_i) / S (z_j W_j)$$

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

λ 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

Gli effetti torsionali accidentali di cui al punto 4.4, per edifici aventi massa e rigidezza simmetricamente distribuite in pianta, possono essere considerati amplificando le forze da applicare a ciascun elemento verticale con il fattore (d) risultante dalla seguente espressione:

$$d = 1 + 0.6 x / L_e$$

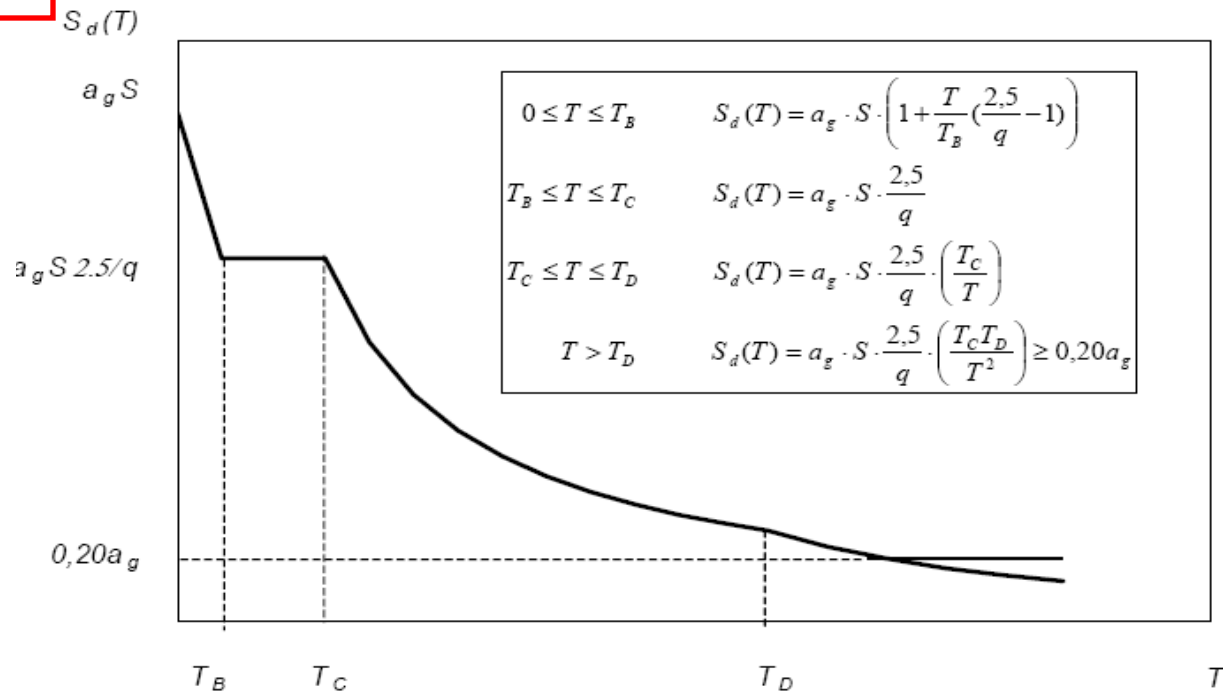
x è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico dell'edificio, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata

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

METODI DI ANALISI: Analisi statica lineare

$$T_1 = C_1 H^{3/4}$$

<i>piani</i>	<i>metri</i>	<i>muratura</i>
1	3	0,114
2	6	0,192
3	9	0,260
4	12	0,322
5	15	0,381
6	18	0,437
7	21	0,490
8	24	0,542
9	27	0,592
10	30	0,641



Categoria suolo	S	T_B	T_C	T_D
A	1,0	0,15	0,40	2,0
B, C, E	1,25	0,15	0,50	2,0
D	1,35	0,20	0,80	2,0

METODI DI ANALISI: Analisi statica lineare:

Ruolo dell'accoppiamento fornito da solai/cordoli e "fasce murarie"

I solai potranno essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidità, se realizzati in latero cemento con soletta in c.a di almeno 40 mm, oppure con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali di solaio in acciaio o in legno.

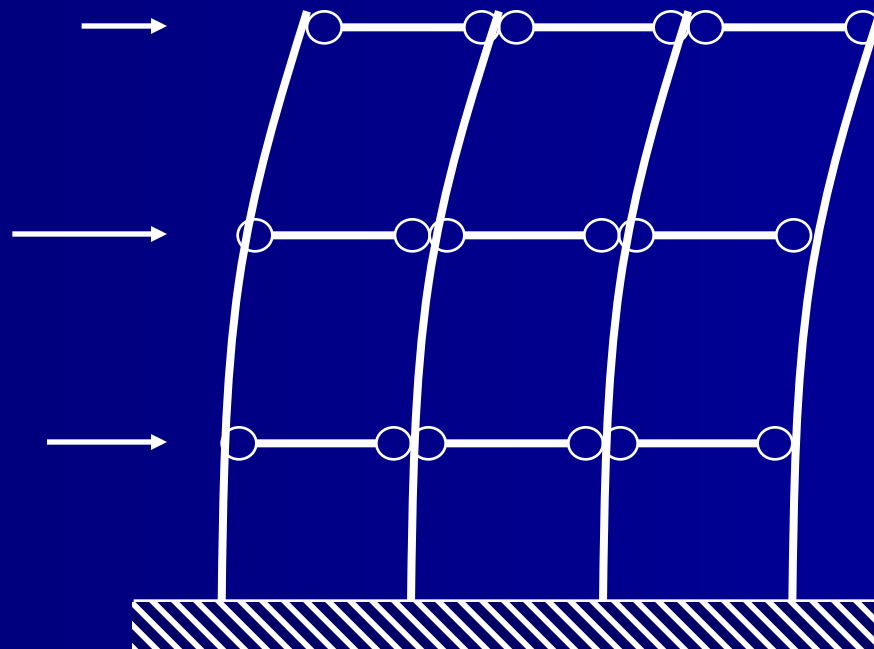
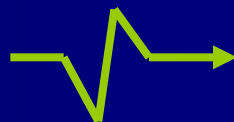
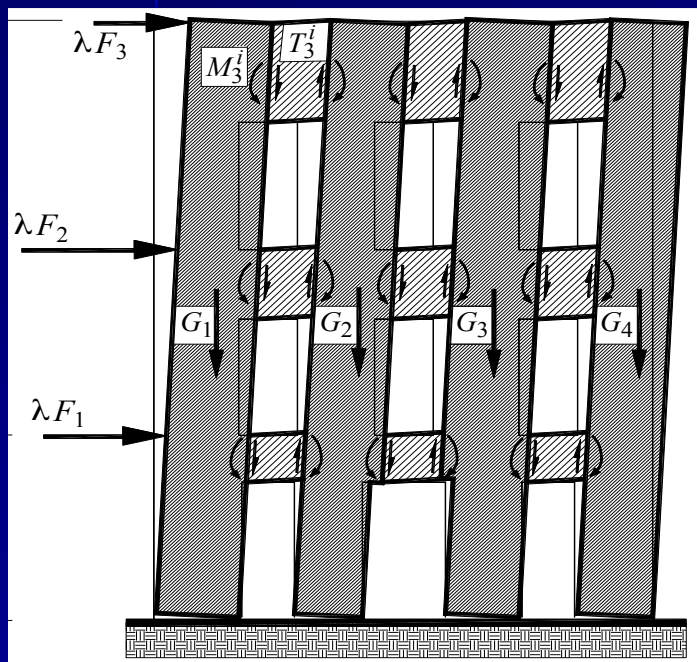
In tal caso, il modello potrà essere costituito dai soli elementi murari continui dalle fondazioni alla sommità, collegati ai soli fini traslazionali alle quote dei solai

→ MODELLI A MENSOLE

METODI DI ANALISI: Analisi statica lineare:

Ruolo dell'accoppiamento fornito da solai/cordoli e "fasce murarie"

MODELLI A MENSOLE



METODI DI ANALISI: Analisi statica lineare:

Ruolo dell'accoppiamento fornito da solai/cordoli e "fasce murarie"

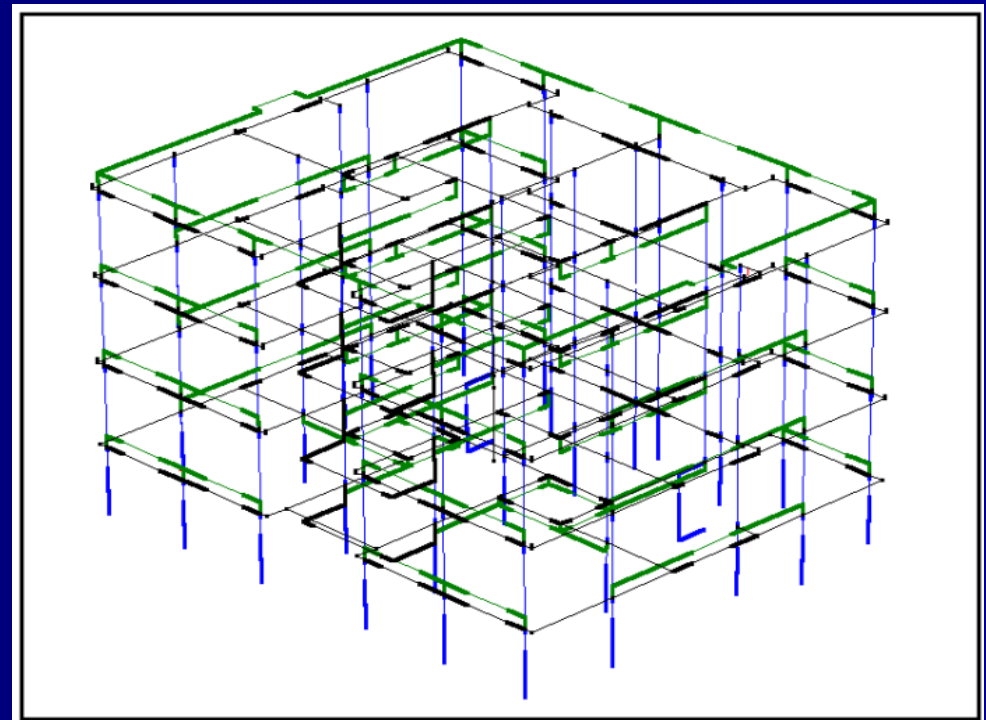
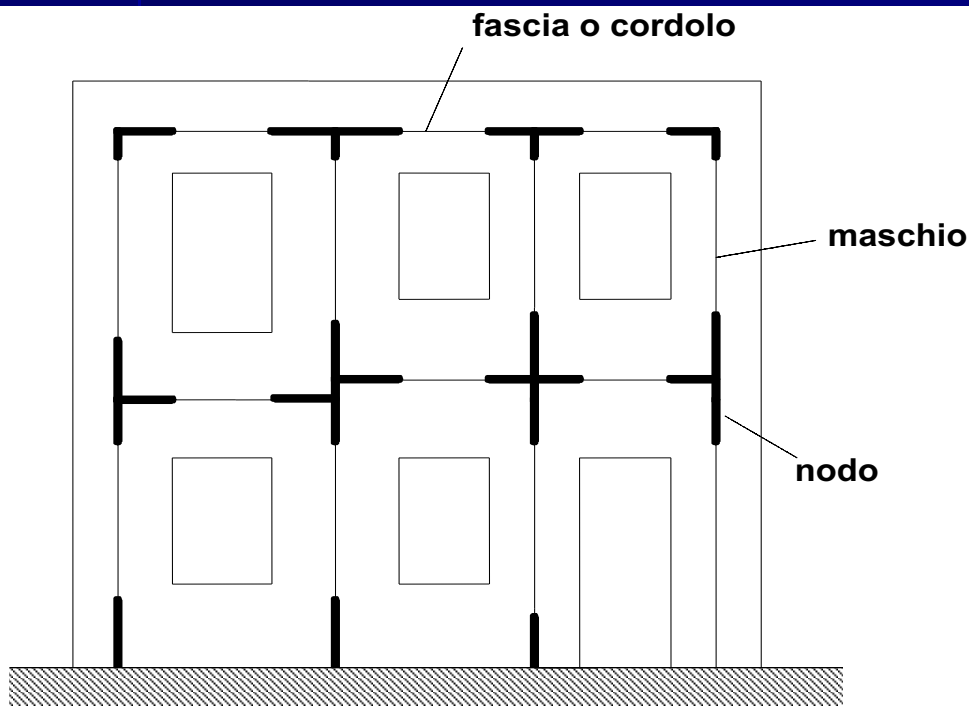
In alternativa, gli elementi di accoppiamento fra pareti diverse, quali travi o cordoli in cemento armato e/o travi in muratura (qualora efficacemente ammorsate alle pareti), potranno essere considerati nel modello, a condizione che le verifiche di sicurezza vengano effettuate anche su tali elementi. Per gli elementi di accoppiamento in muratura si seguiranno i criteri di verifica di cui ai punti 8.1.6, 8.2.2 e 8.3.2. Per elementi di accoppiamento in cemento armato si seguiranno i criteri di cui al punto 5.4.6, considerando efficaci per l'accoppiamento elementi aventi altezza almeno pari allo spessore del solaio. In tal caso l'analisi potrà essere effettuata utilizzando modelli a telaio, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali potranno essere considerate infinitamente rigide.

→ MODELLI A TELAIO EQUIVALENTE

METODI DI ANALISI: Analisi statica lineare:

Ruolo dell'accoppiamento fornito da solai/cordoli e "fasce murarie"

MODELLI A TELAIO EQUIVALENTE

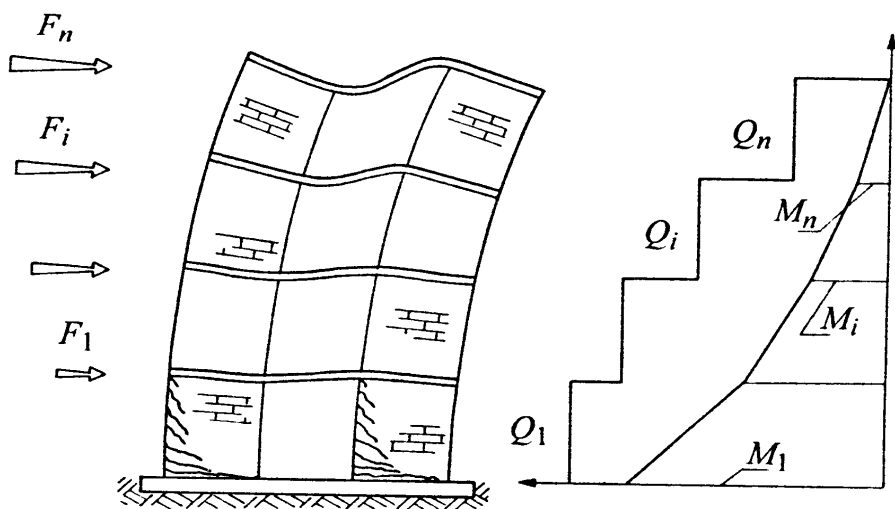


METODI DI ANALISI: Analisi statica lineare:

Ruolo dell'accoppiamento fornito da solai/cordoli e "fasce murarie"

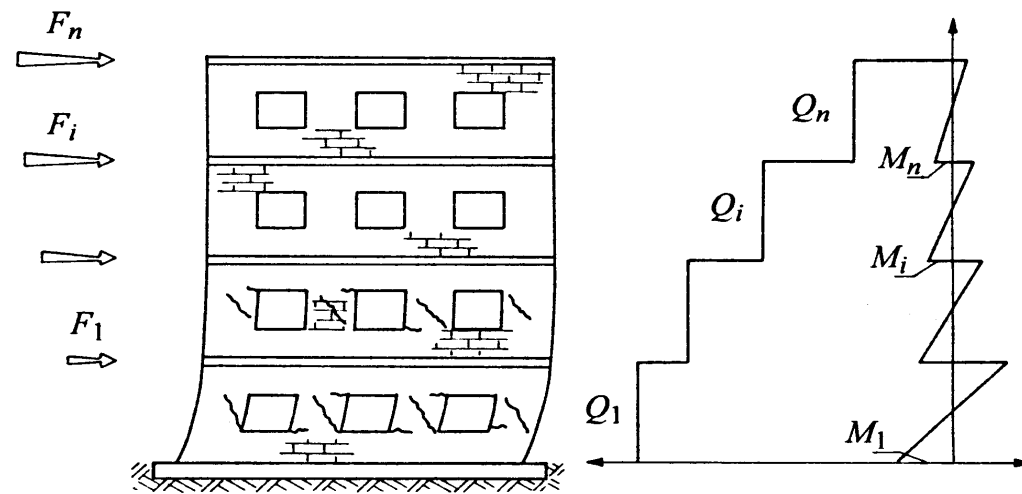
fasce di piano deboli
(modello a mensole)

fasce di piano forti
(modello alla Grinter)



deformata e quadro fessurativo

tagli e momenti



deformata e quadro fessurativo

tagli e momenti

$$Q_{\max} = Q_1$$

$$M_{\max} = h \cdot \Sigma F_{i,j}$$

$$Q_{\max} = Q_1$$

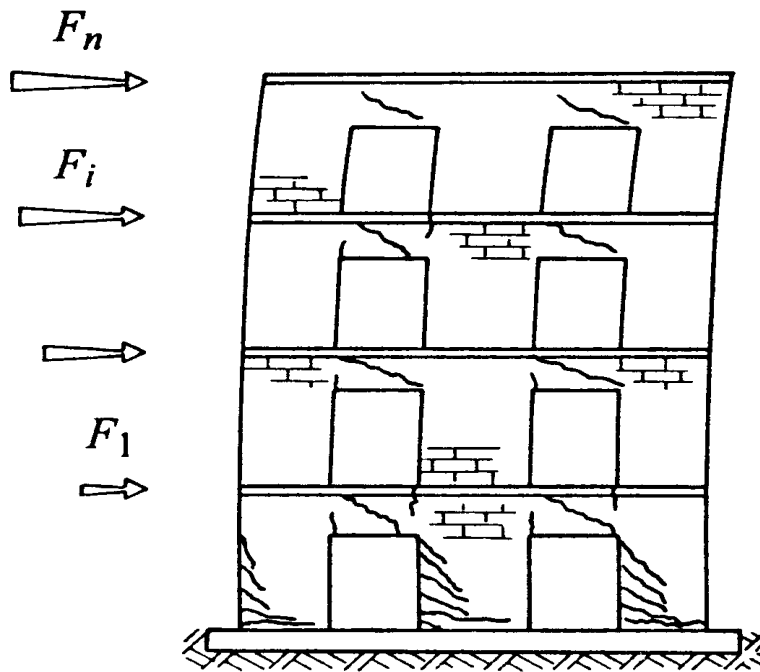
$$M_{\max} = h/2 \cdot \Sigma F_{i,j}$$

il grado di accoppiamento influenza in modo notevole l'entità dei momenti flettenti nei montanti murari

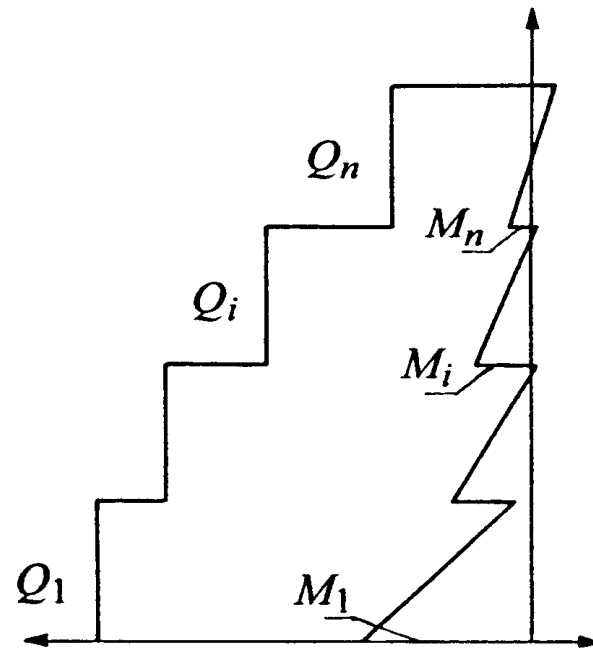
METODI DI ANALISI: Analisi statica lineare:

Ruolo dell'accoppiamento fornito da solai/cordoli e "fasce murarie"

Comportamento reale
(modello a telaio equivalente)



deformata e quadro fessurativo



tagli e momenti

METODI DI ANALISI: Analisi statica lineare:

Verifiche fuori dal piano

Per le verifiche fuori piano, potranno essere adottate le forze equivalenti indicate al punto 4.9 per gli elementi non strutturali:

Forza $F_a = W_a S_a \gamma_I / q_a$ forza risultante applicata all'elemento

dove q_a è il fattore di struttura dell'elemento, da considerare

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

S_a è il coefficiente sismico da applicare agli elementi non strutturali

Z altezza del baricentro dell'elemento rispetto alla fondazione

H altezza totale dell'edificio

T_a è il primo periodo di vibrazione dell'elemento non strutturale nella direzione considerata, si può prendere nullo in prima approssimazione

T_1 è il primo periodo di vibrazione della struttura nella direzione considerata

Verifiche fuori del piano (verifiche "locali"):

(p_g peso per unità di volume della muratura)

Peso complessivo del muro compreso tra i due solai:

$$W_a = p_g \cdot t \cdot l \cdot h_m$$

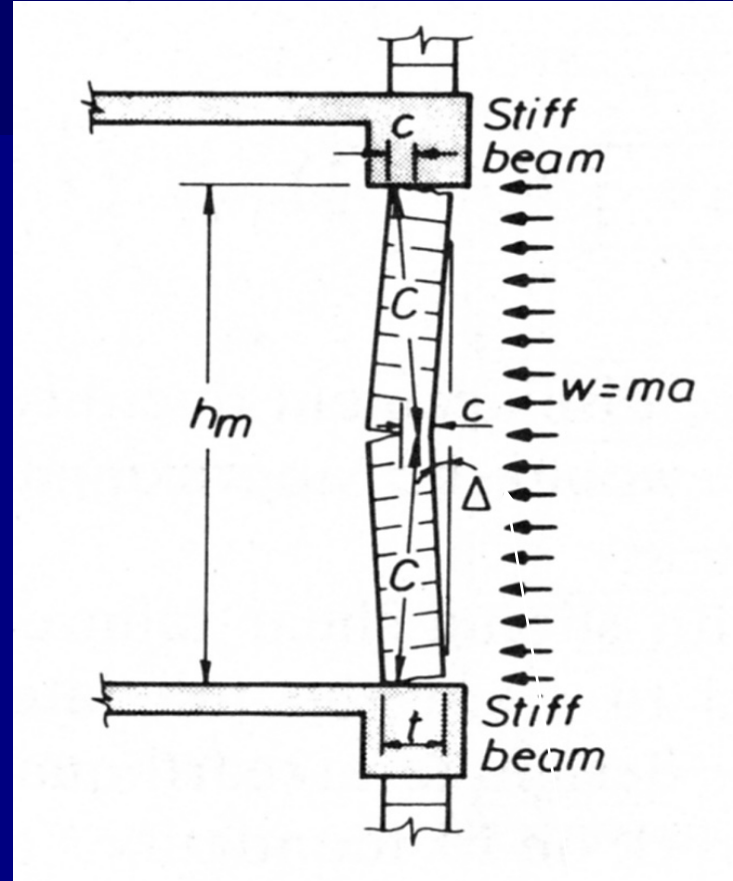
Forza risultante orizzontale da applicare alla parete valutata con Z quota del baricentro del muro rispetto alla base dell'edificio:

$$F_a = W_a S_a \gamma_I / q_a$$



Forza orizzontale per unità di superficie:

$$w = \frac{F_a}{h_m \cdot l}$$



VERIFICHE DI SICUREZZA

In caso di **analisi lineare**, al fine della verifica di sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo, la resistenza di ogni elemento strutturale dovrà risultare maggiore dell'azione agente per ciascuna delle seguenti modalità di collasso: **pressoflessione, taglio e scorrimento nel piano della parete, pressoflessione fuori piano.**

In caso di applicazione di principi di gerarchia delle resistenze (muratura armata) l'azione da applicare per la verifica a taglio sarà derivata dalla resistenza a pressoflessione.

Le verifiche di sicurezza si intendono automaticamente verificate, senza l'effettuazione di alcun calcolo esplicito, per gli edifici che rientrino nella definizione di edificio semplice (vedi lezione 7).

VERIFICHE DI SICUREZZA:

Pressoflessione nel piano

Momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = (I^2 t s_0 / 2) (1 - s_0 / 0.85 f_d)$$

dove: M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione
 I è la larghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa)
 t è lo spessore della zona compressa della parete
 s_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ($= P/It$, con P forza assiale agente positiva se di compressione). Se P è di trazione, $M_u = 0$
 $f_d = f_k / g_m$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura

VERIFICHE DI SICUREZZA:

Pressoflessione nel piano

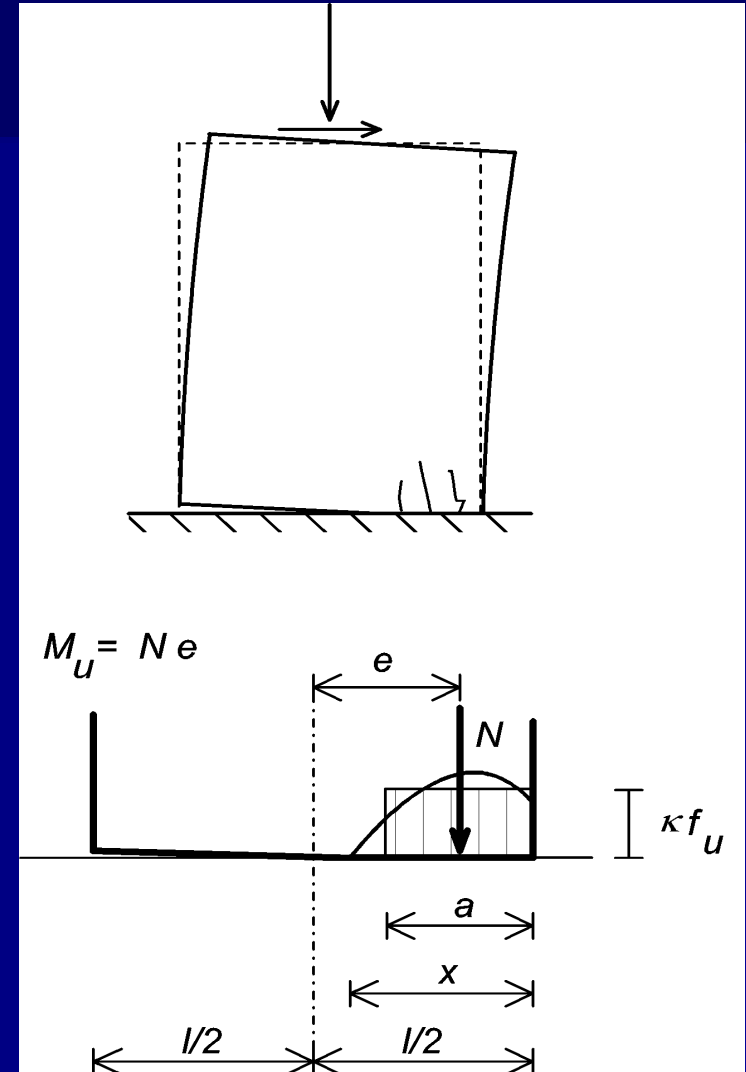
eq. a traslaz. verticale:

$$a = \frac{N}{\kappa f_u t}$$

$$\kappa = 0.85$$

eq. a rotazione:

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



VERIFICHE DI SICUREZZA:

Taglio

La resistenza a taglio di ciascun elemento strutturale verrà valutata per mezzo della seguente relazione:

$$V_t = l' t f_{vd}$$

Dove:

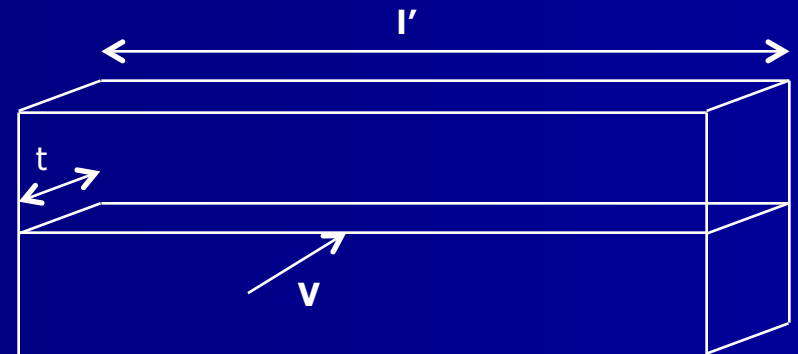
l' = lunghezza della parte compressa della parete,

t = spessore della parete,

f_{vd} = resistenza a taglio del materiale.

La verifica, come in tutti gli approcci agli stati limite si effettuerà confrontando l'azione agente V_{ed} con quella resistente ed assicurandosi che:

$$V_t > V_{ed}$$



METODI DI ANALISI

- Analisi lineare statica
- Analisi dinamica modale
- Analisi statica non lineare
- Analisi dinamica non lineare

METODI DI ANALISI: Analisi dinamica lineare

- È applicabile in tutti i casi, con le limitazioni di cui al punto 4.5.3. Quanto indicato per modellazione e possibilità di redistribuzione nel caso di analisi statica lineare vale anche in questo caso.
- Nel caso in cui si utilizzino due modelli piani separati (edif. regolari in pianta), le verifiche fuori piano potranno essere effettuate separatamente, adottate le forze equivalenti indicate al punto precedente per l'analisi statica lineare.
- La tecnica di calcolo può essere scomposta in 3 fasi:
 1. Analisi modale della struttura
 2. Calcolo effetti azione sismica
 3. Combinazione degli effetti

Prevede l'utilizzo di modelli di calcolo basati sulla dinamica strutturale e di spettri di risposta.

METODI DI ANALISI

- Analisi lineare statica
- Analisi dinamica modale
- Analisi statica non lineare
- Analisi dinamica non lineare

METODI DI ANALISI: Analisi statica non lineare

La modellazione della struttura potrà essere effettuata secondo quanto indicato nel caso di analisi statica lineare ovvero utilizzando modelli non lineari più sofisticati purché adeguatamente documentati.

L'analisi dovrà essere effettuata utilizzando almeno due distinte distribuzioni di forze orizzontali, applicate ai baricentri delle masse a ciascun piano: una distribuzione di forze proporzionali alle masse; una distribuzione di forze proporzionali a quelle da utilizzarsi per l'analisi statica lineare.

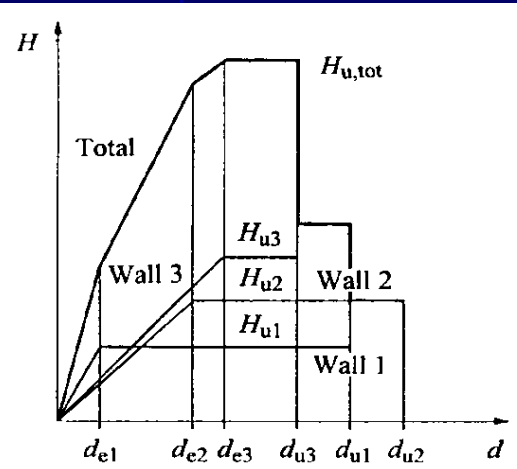
I maschi potranno essere caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza di snervamento equivalente e spostamenti di snervamento e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale o a taglio di cui ai punti.

Per edifici con numero di piani superiore a due, il modello dovrà tenere conto degli effetti connessi alla variazione delle forze verticali e dovrà garantire l'equilibrio rotazionale degli elementi di intersezione tra muri e fasce, che potranno essere considerati infinitamente rigidi.

METODI DI ANALISI: Analisi statica non lineare

“A meccanismo di piano”

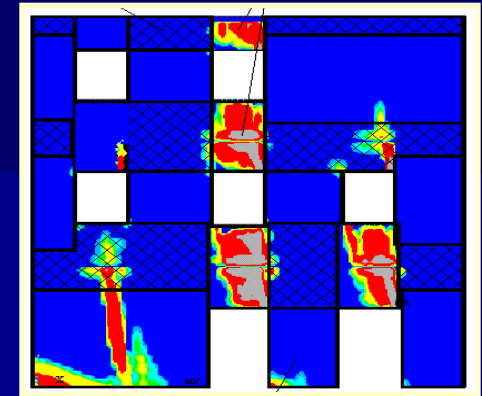
→ Edifici fino a 2 piani modelli a “meccanismi di piano” (es. POR-FLEX, POR-90, etc.)



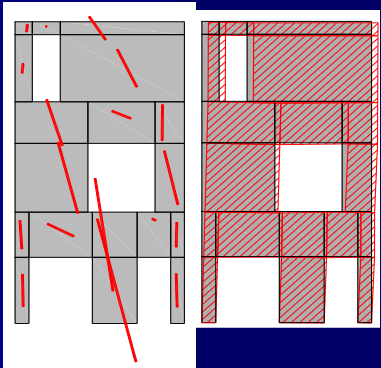
Tomažević, Braga e Dolce

Modelli a macroelementi

Elementi finiti

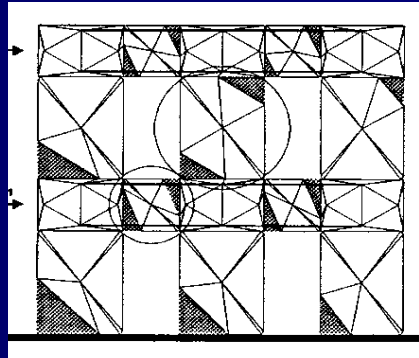


Gambarotta e Lagomarsino, Anthoine
Maier et al., Lourenço



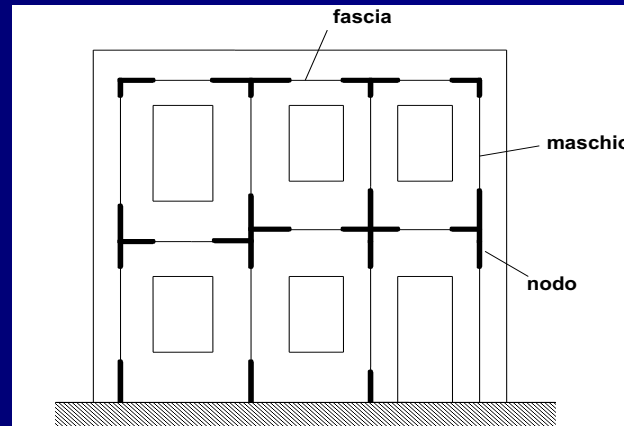
MAS3D

Braga, Liberatore,
Spera



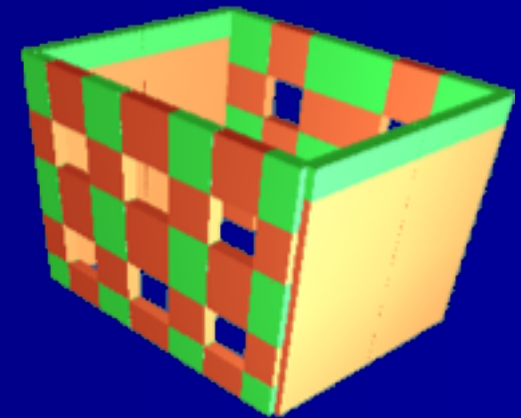
PEFV

D'Asdia e Viskovic



SAM

Magenes e Della Fontana

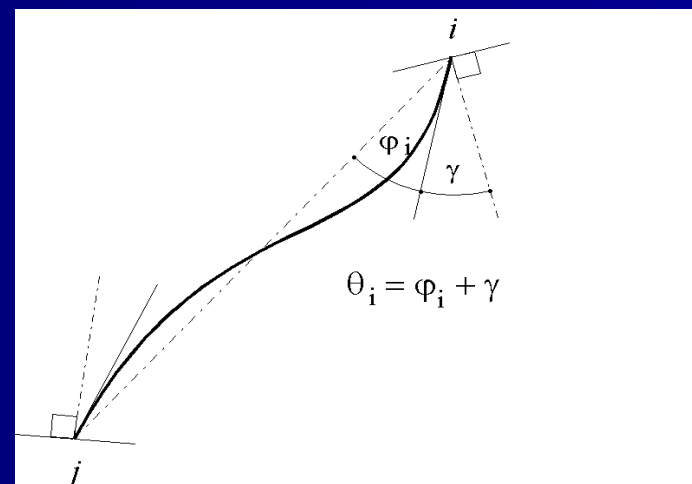
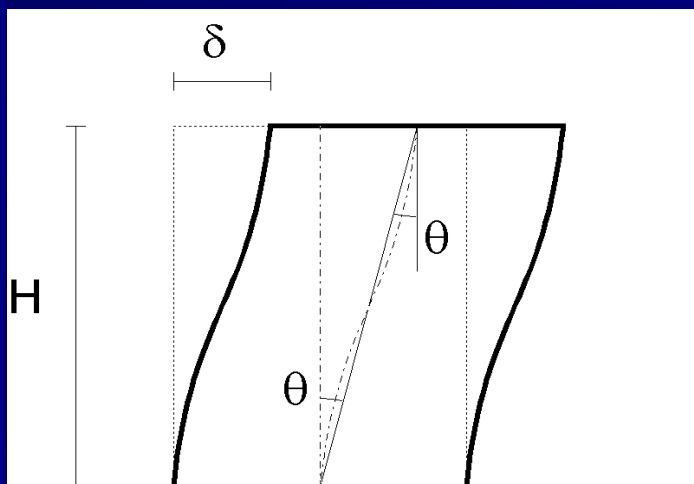
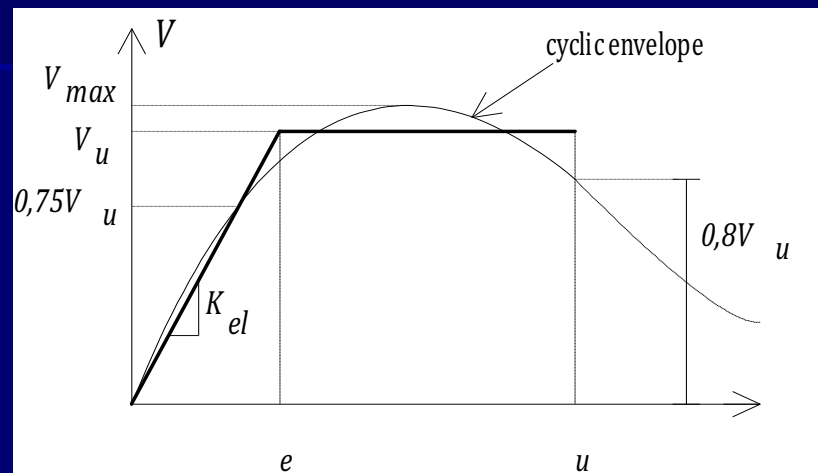


TREMURI

Lagomarsino, Penna e Galasco

METODI DI ANALISI: Analisi statica non lineare ESEMPIO DI COMPORTAMENTO NON LINEARE SEMPLIFICATO (ELASTO- PLASTICO) DI UN SETTO MURARIO

(sperimentale)



METODI DI ANALISI: Analisi statica non lineare

Il risultato consisterà in un diagramma riportante in ascissa lo spostamento orizzontale dell'edificio a due terzi della sua altezza totale, in ordinata la forza orizzontale totale applicata. → CURVA DI CAPACITÀ

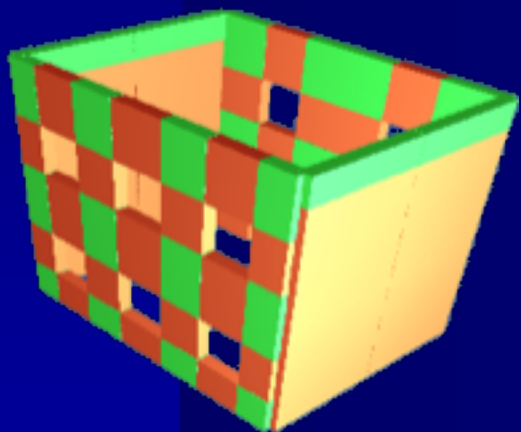
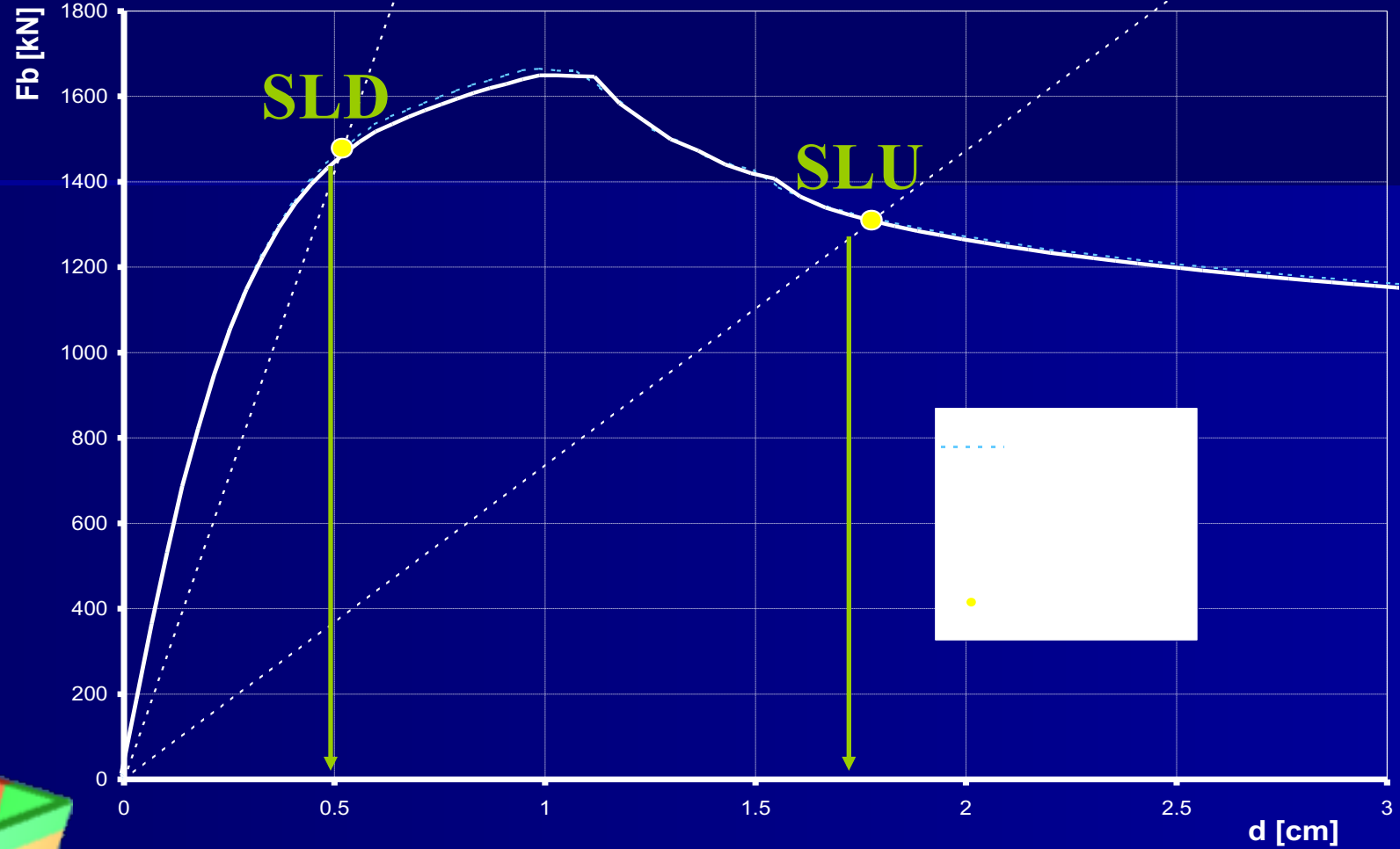
La capacità di spostamento relativa agli stati limite di danno e ultimo verrà valutata sulla curva globale così definita, in corrispondenza dei punti seguenti:

- stato limite di danno: spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza, quello per il quale il primo maschio murario raggiunge lo spostamento ultimo, e quello corrispondente al 0.3% di deformazione interpiano;
- stato limite ultimo: spostamento corrispondente ad una riduzione della forza pari al 20% del massimo, per effetto della progressiva eliminazione dei contributi dei maschi murari che raggiungono lo spostamento ultimo.

Per le verifiche fuori piano, potranno essere adottate le forze equivalenti indicate precedentemente per gli elementi non strutturali.

METODI DI ANALISI: Analisi statica non lineare

Curve di capacità



METODI DI ANALISI

- Analisi lineare statica
- Analisi dinamica modale
- Analisi statica non lineare
- Analisi dinamica non lineare

METODI DI ANALISI: Analisi dinamica non lineare

Analisi dinamica non lineare

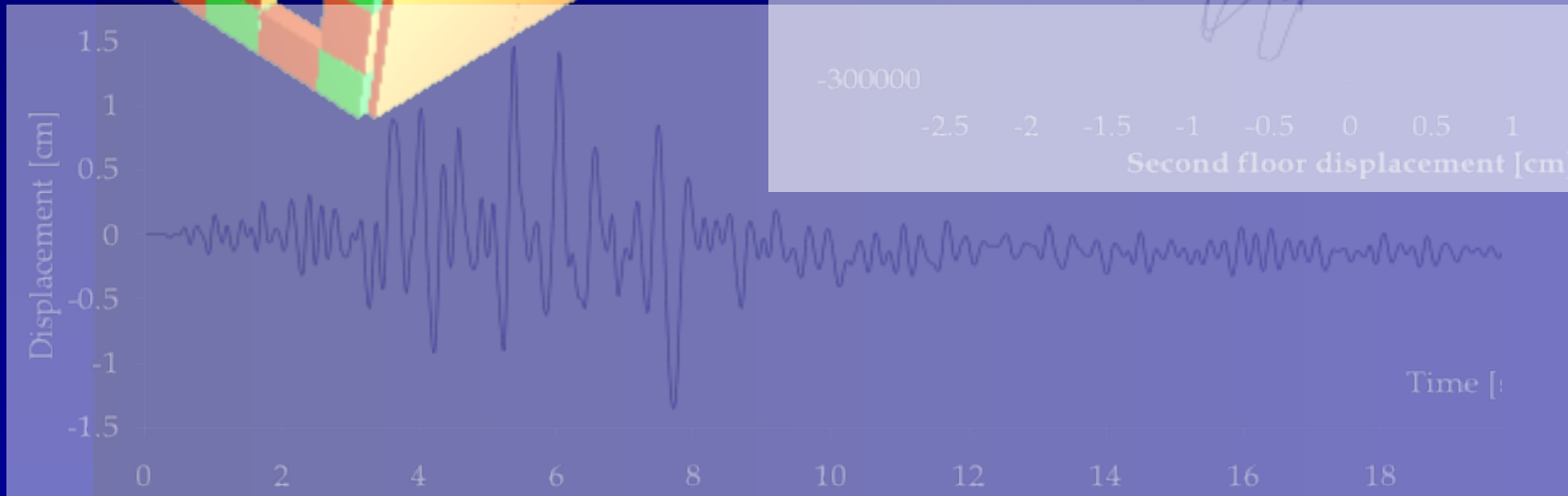
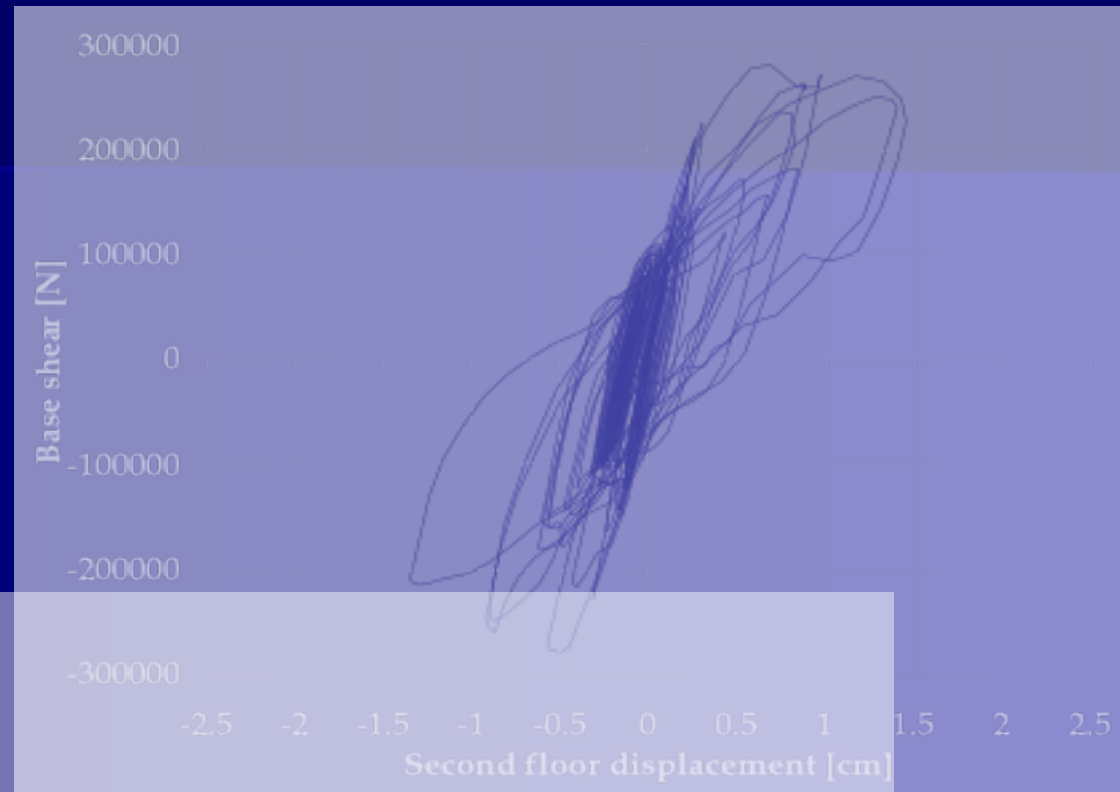
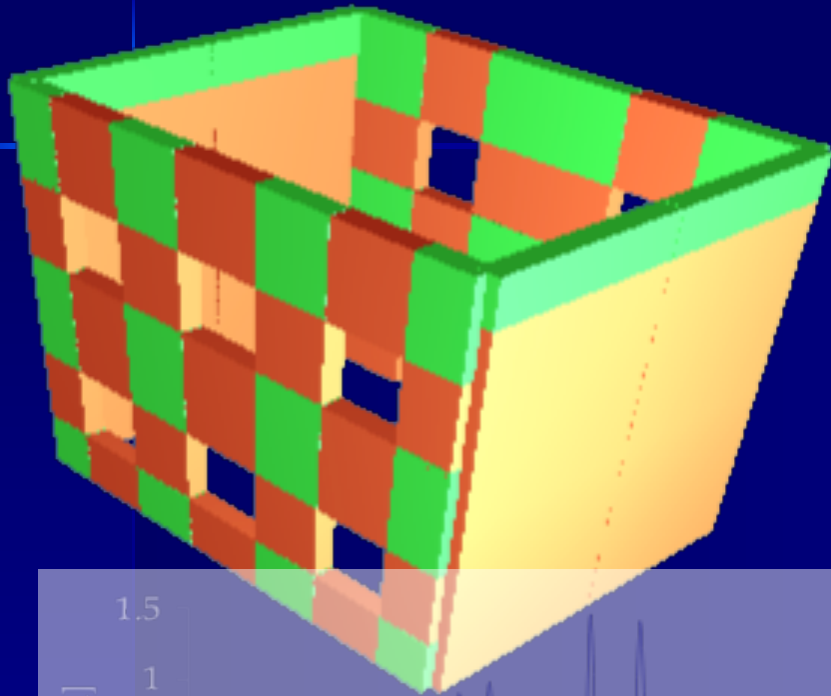
Si applica integralmente il § 7.3.4.2 facendo uso di modelli meccanici non lineari di comprovata e documentata efficacia nel riprodurre il comportamento dinamico e ciclico della muratura.

La risposta sismica della struttura può essere calcolata mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello tridimensionale dell'edificio e gli accelerogrammi definiti precedentemente.

Il modello costitutivo utilizzato per la rappresentazione del comportamento non lineare della struttura dovrà essere giustificato, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.

Nel caso in cui si utilizzino almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi le azioni potranno essere rappresentate dai valori medi ottenuti dalle analisi, nel caso di un numero inferiore di gruppi di accelerogrammi si farà riferimento ai valori più sfavorevoli."

METODI DI ANALISI: Analisi dinamica non lineare



METODI DI ANALISI: Analisi dinamica non lineare

Verifiche di sicurezza

Nel caso di analisi non lineare, la verifica di sicurezza consisterà (potrà consistere) nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo dell'edificio a due terzi della sua altezza e la domanda di spostamento ottenuta dallo spettro elastico di spostamento in corrispondenza del periodo di vibrazione calcolato utilizzando la rigidità secante allo spostamento ultimo. La domanda di spostamento sarà:

$$\Delta_d = S_{De}(T_s) = S_e(T_s) \left(\frac{T_s}{2\pi} \right)^2$$

D_d domanda di spostamento,

$S_{De}(T_s)$ spostamento spettrale per periodo secante a SLU, T_s .

Il coefficiente h potrà essere assunto pari a 0.8.

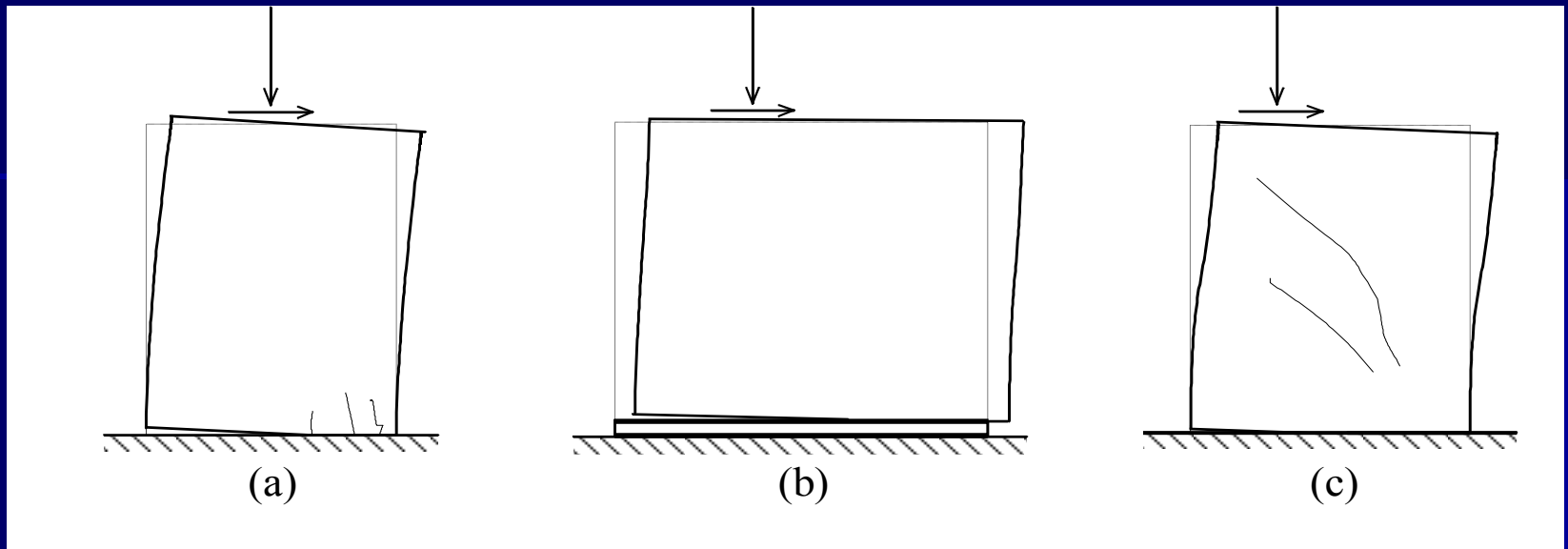
GERARCHIA DELLE RESISTENZE

I principi di gerarchia delle resistenze si applicano esclusivamente al caso di muratura armata.

Il principio fondamentale di gerarchia delle resistenze consiste ***nell'evitare il collasso per taglio per ogni pannello murario, assicurandosi che sia preceduto da modalità di collasso per flessione.*** Tale principio si intende applicato quando ciascun pannello murario è verificato a flessione rispetto alle azioni agenti ed è verificato a taglio rispetto alle azioni risultanti dalla resistenza a collasso per flessione, amplificate del fattore $g_{Rd} = 1.5$.

Quando si applichino i principi di gerarchia delle resistenze è consentito l'utilizzo di $q = 3$.

GERARCHIA DELLE RESISTENZE



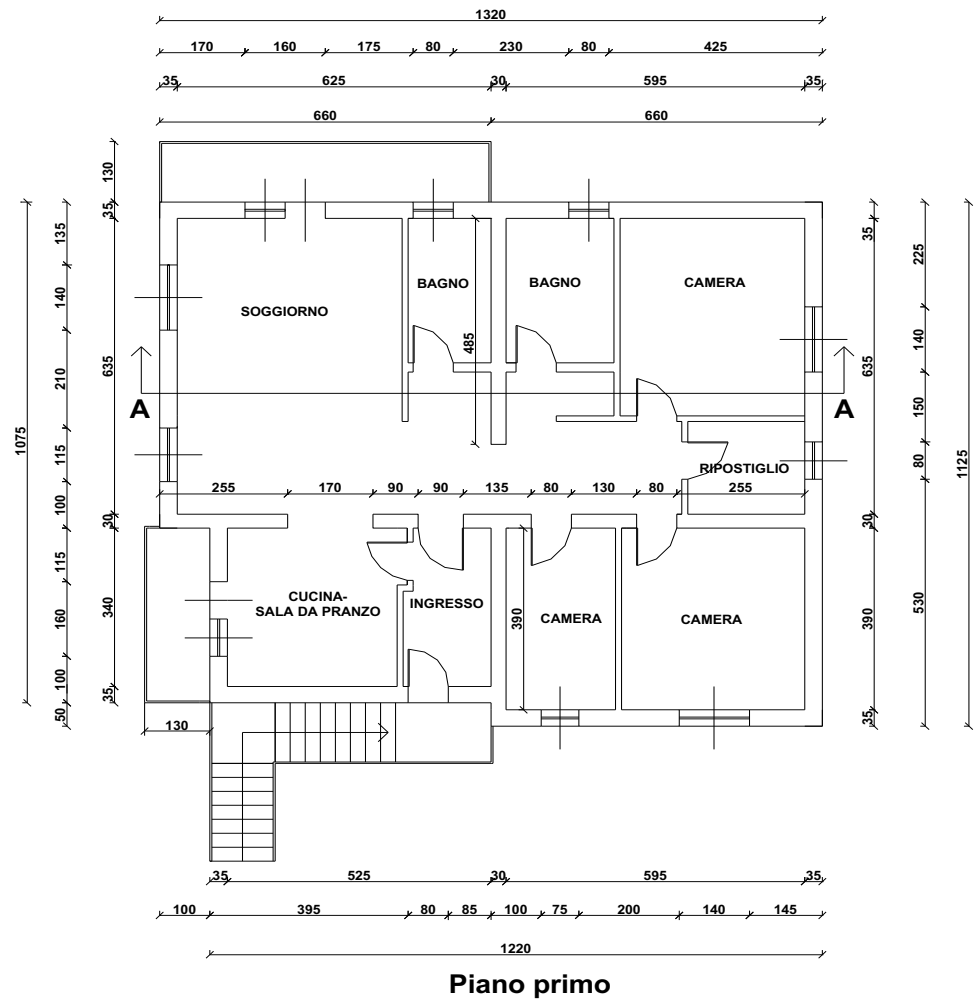
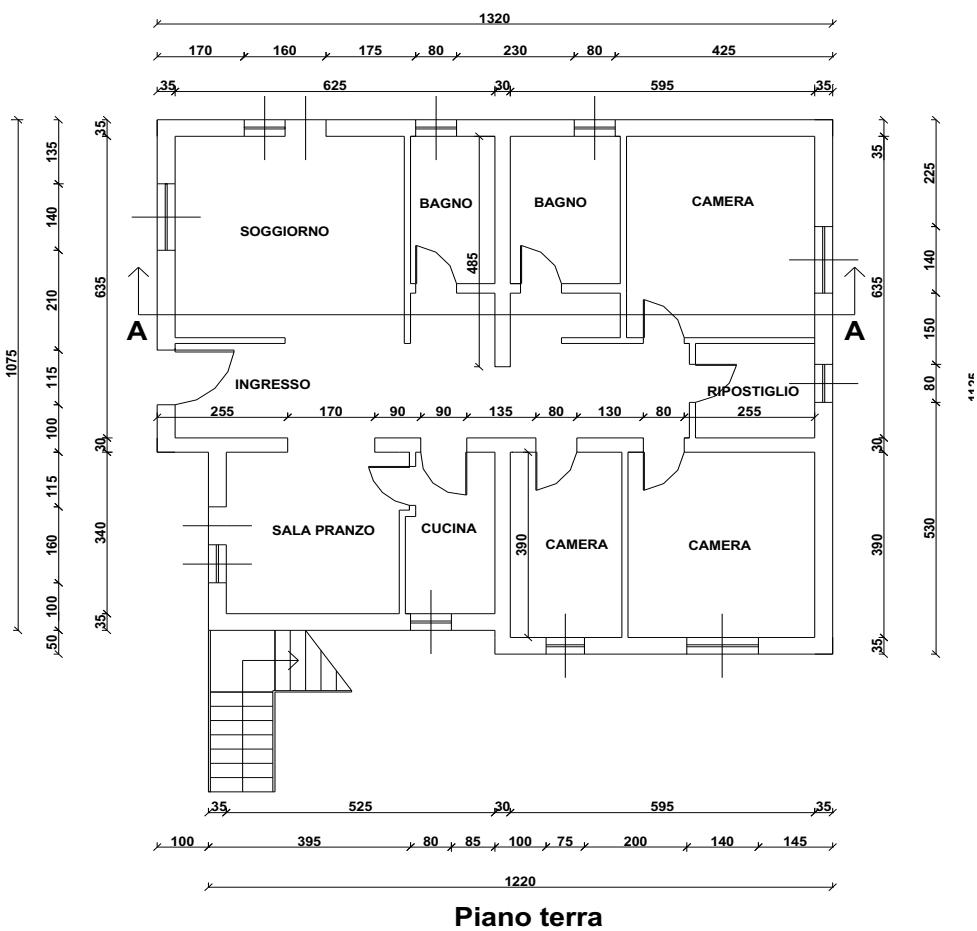
Pressoflessione

Scorrimento

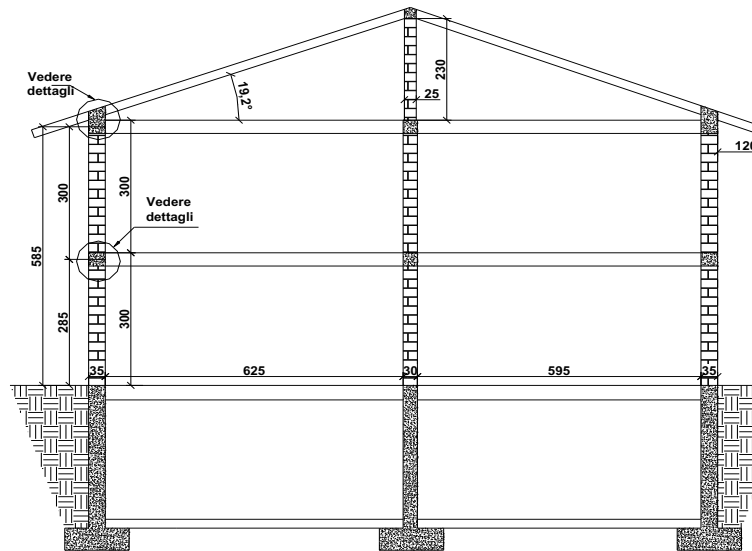
Taglio



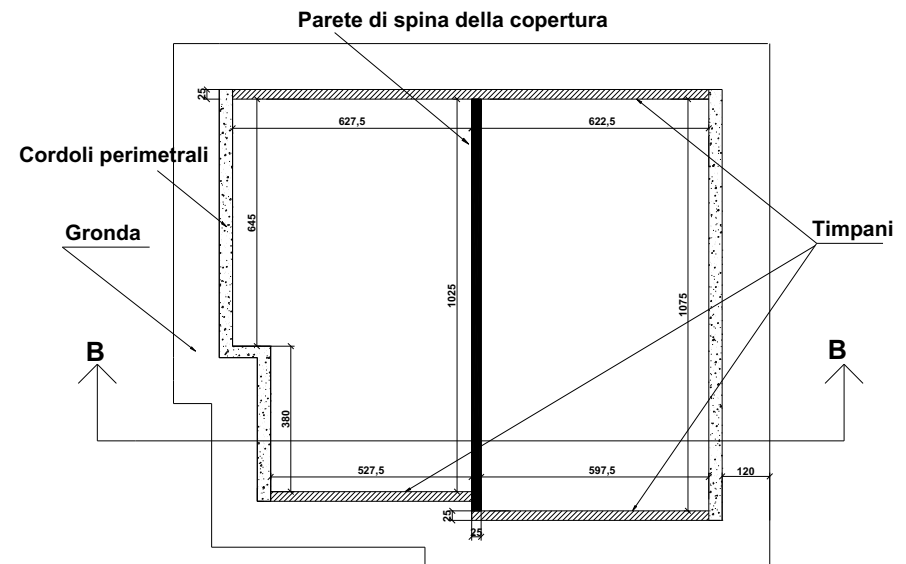
ESEMPI DI VERIFICA DI UN EDIFICIO IN MURATURA DI DUE PIANI DI NUOVA PROGETTAZIONE N1



ESEMPI DI VERIFICA DI UN EDIFICIO IN MURATURA DI DUE PIANI DI NUOVA PROGETTAZIONE N1

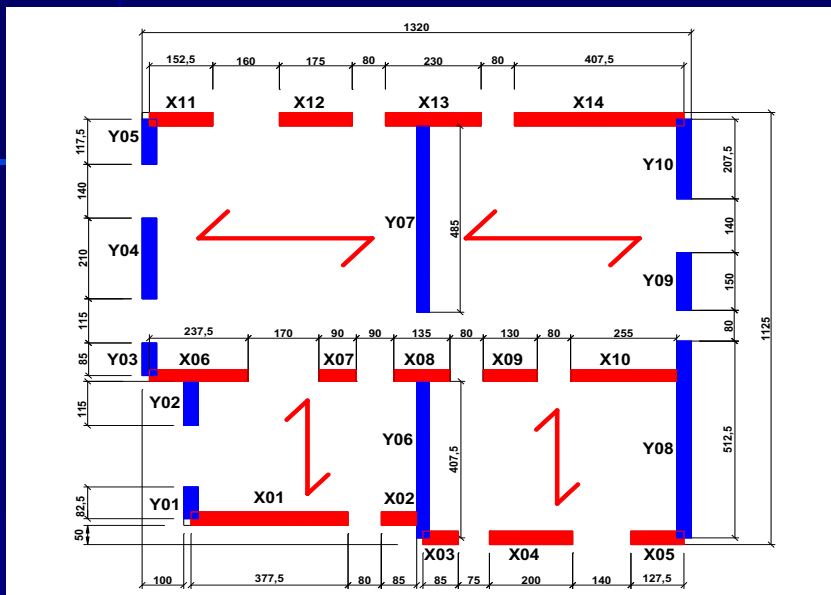


Sezione A-A



Pianta copertura

ESEMPI DI VERIFICA DI UN EDIFICIO IN MURATURA DI DUE PIANI DI NUOVA PROGETTAZIONE

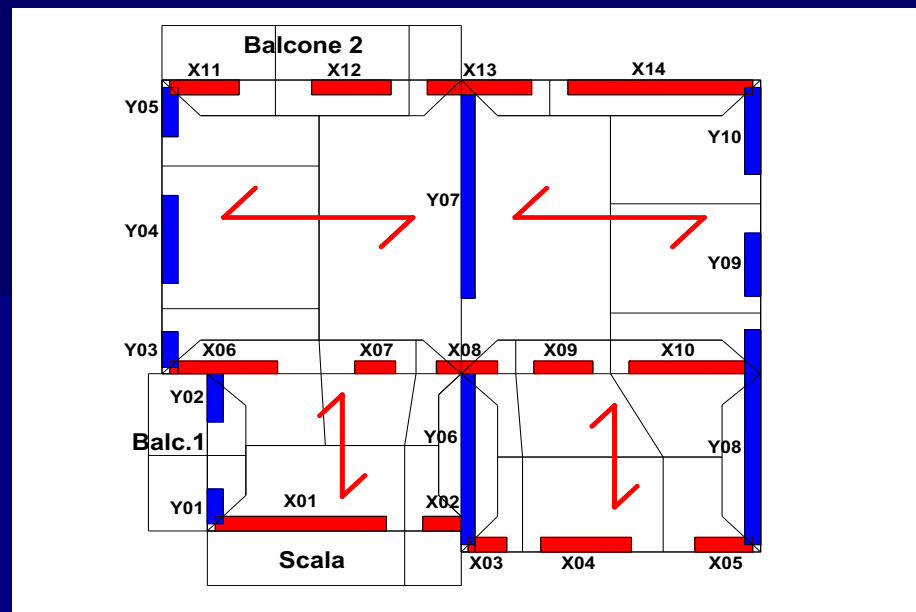


Sistema resistente

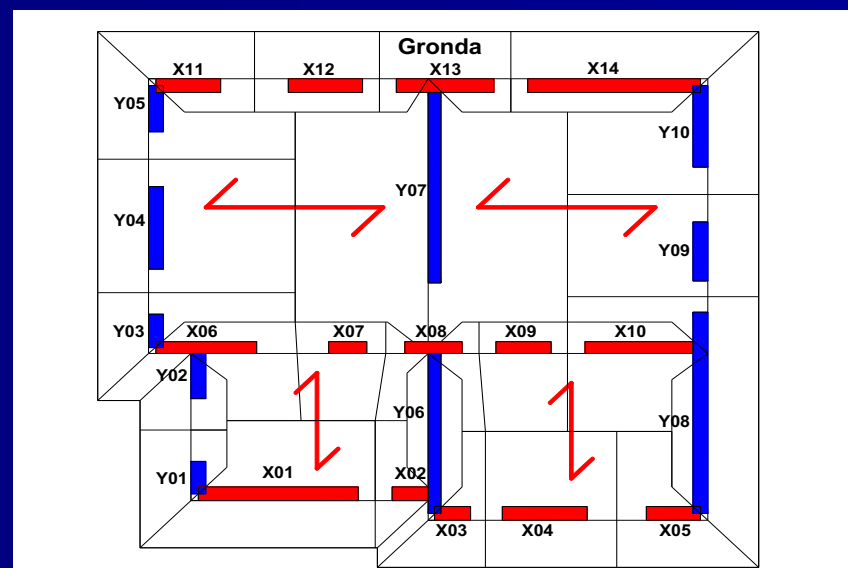
Area resistente dei muri / area piano terreno:

direz x: 6.4 %

direz y: 5.6 %



Aree di influenza solai e copertura

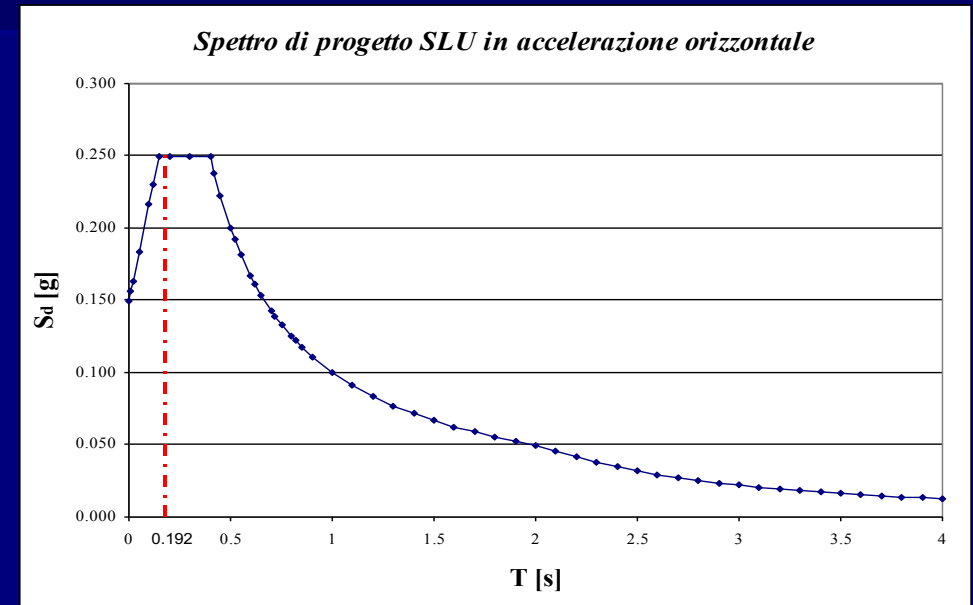
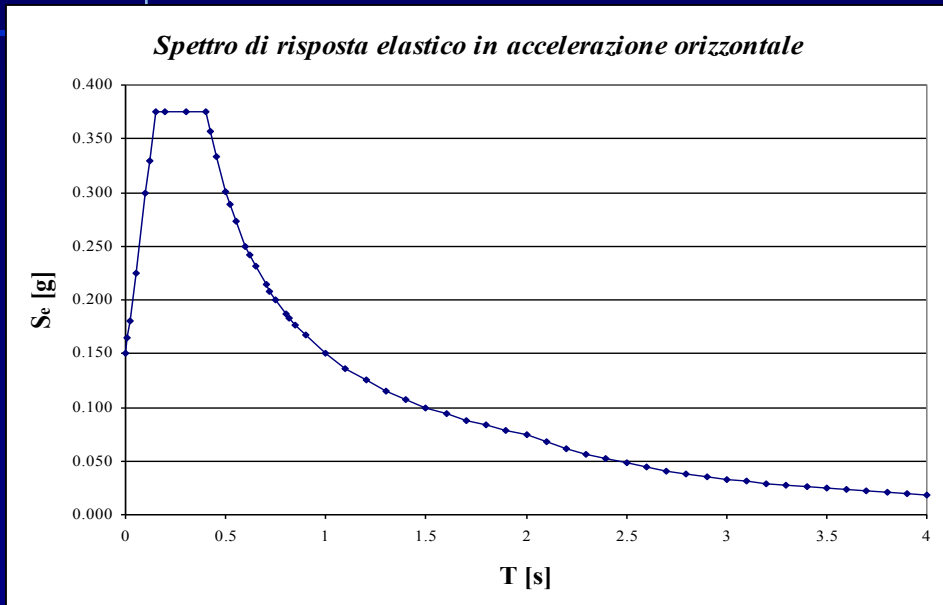


CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Caratteristiche muratura		Muratura	f_d [Mpa] =2.25
f_{bk} [Mpa] =	10	f_{bk}	Resistenza a compressione verticale dei blocchi
f_k [Mpa]=	4.5	f_k	Resistenza a compressione verticale della muratura
f'_{bk} [Mpa] =	2	f'_{bk}	Resistenza a compressione orizzontale dei blocchi
f_{wt} [Mpa] =	0.5	f_{wt}	Resistenza a trazione della muratura
f_{vko} [Mpa] =	0.2	f_{vko}	Resistenza a taglio della muratura (coesione)
α	0.85	α	Coefficiente moltiplicatore di f_{wc} nello stress block rettangolare
γ_m	2	γ_m	Coefficiente parziale di sicurezza per il progetto sismico delle murature
		f_{cd}	Resistenza a compressione della muratura di calcolo

ESEMPI DI VERIFICA DI UN EDIFICIO IN MURATURA DI DUE PIANI DI NUOVA PROGETTAZIONE

ANALISI LINEARE STATICA CON LA SCHEMA "A MENSOLE"



Spettro di risposta elastico in accelerazione

Spettro di progetto

($a_g=0.15g$); terreno A

ESEMPI DI VERIFICA DI UN EDIFICIO IN MURATURA DI DUE PIANI DI NUOVA PROGETTAZIONE

SCHEMA A MENSOLE, VERIFICA A PRESSOFLESSIONE, PARETI IN DIREZIONE X

Verifica a pressoflex										
<i>Direzione X</i>										
Parete	t [mm]	L [mm]	P ass max [KN]	P ass min [KN]	Msd (+) [KNm]	Msd (-) [KNm]	Mu (N max) [KNm]	Mu (N min) [KNm]	Mu [KNm]	
X01	350	3775	282	282	1385	1385	473	473	473	Mu NON VERIFICATO
X02	350	850	64	64	20	20	24	24	24	OK
X03	350	850	58	58	20	20	22	22	22	OK
X04	350	2000	169	169	249	249	148	148	148	Mu NON VERIFICATO
X05	350	1275	99	99	68	68	56	56	56	Mu NON VERIFICATO
X06	300	2375	132	132	314	314	142	142	142	Mu NON VERIFICATO
X07	300	900	92	92	19	19	34	34	34	OK
X08	300	1350	77	77	62	62	47	47	47	Mu NON VERIFICATO
X09	300	1300	130	130	56	56	70	70	70	OK
X10	300	2550	142	142	382	382	164	164	164	Mu NON VERIFICATO
X11	350	1525	107	107	86	86	73	73	73	Mu NON VERIFICATO
X12	350	1750	125	125	128	128	98	98	98	Mu NON VERIFICATO
X13	350	2300	113	113	279	279	121	121	121	Mu NON VERIFICATO
X14	350	4075	185	185	1282	1282	351	351	351	Mu NON VERIFICATO

ESEMPI DI VERIFICA DI UN EDIFICIO IN MURATURA DI DUE PIANI DI NUOVA PROGETTAZIONE

SCHEMA A MENSOLE, VERIFICA A PRESSOFLESSIONE, PARETI IN DIREZIONE Y

Verifica a pressoflex											
Direzione Y											
Parete	t [mm]	L [mm]	P ass max [KN]	P ass min [KN]	Msd (+) [KNm]	Msd (-) [KNm]	Mu (N max) [KNm]	Mu (N min) [KNm]	Mu [KNm]		
Y01	350	825	70	70	21	21	25	25	25	OK	
Y02	350	1150	69	69	55	55	36	36	36	Mu NON VERIFICATO	
Y03	350	850	80	80	24	24	29	29	29	OK	
Y04	350	2100	244	244	336	336	212	212	212	Mu NON VERIFICATO	
Y05	350	1175	115	115	63	63	58	58	58	Mu NON VERIFICATO	
Y06	300	4075	135	135	1084	1084	259	259	259	Mu NON VERIFICATO	
Y07	300	4850	633	633	1651	1651	1186	1186	1186	Mu NON VERIFICATO	
Y08	350	5125	242	242	987	987	577	577	577	Mu NON VERIFICATO	
Y09	350	1500	185	185	37	37	113	113	113	OK	
Y10	350	2075	186	186	93	93	167	167	167	OK	

ESEMPI DI VERIFICA DI UN EDIFICIO IN MURATURA DI DUE PIANI DI NUOVA PROGETTAZIONE

SCHEMA A MENSOLE, VERIFICA A TAGLIO, PARETI IN DIREZIONE X

Verifica a taglio -

<i>Direzione X</i>											
Parete	t [mm]	L [mm]	P ass min[KN]	Msd (+) [KNm]	Msd (-) [KNm]	Vsd (+) [KN]	Vsd (-) [KN]	f _{vk} [Mpa]	Vt [KN]		
X01	350	3775	282	1385	1385	268	268	0.20	0	Eccentricità troppo elevata	
X02	350	850	64	20	20	4	4	0.42	24	OK	
X03	350	850	58	20	20	4	4	0.49	20	OK	
X04	350	2000	169	249	249	48	48	0.20	0	Eccentricità troppo elevata	
X05	350	1275	99	68	68	13	13	0.20	0	Eccentricità troppo elevata	
X06	300	2375	132	314	314	61	61	0.20	0	Eccentricità troppo elevata	
X07	300	900	92	19	19	4	4	0.37	41	OK	
X08	300	1350	77	62	62	12	12	0.20	0	Eccentricità troppo elevata	
X09	300	1300	130	56	56	11	11	0.46	46	OK	
X10	300	2550	142	382	382	74	74	0.20	0	Eccentricità troppo elevata	
X11	350	1525	107	86	86	17	17	0.20	0	Eccentricità troppo elevata	
X12	350	1750	125	128	128	25	25	0.20	0	Eccentricità troppo elevata	
X13	350	2300	113	279	279	54	54	0.20	0	Eccentricità troppo elevata	
X14	350	4075	185	1282	1282	248	248	0.20	0	Eccentricità troppo elevata	

ESEMPI DI VERIFICA DI UN EDIFICIO IN MURATURA DI DUE PIANI DI NUOVA PROGETTAZIONE

SCHEMA A MENSOLE, VERIFICA A TAGLIO, PARETI IN DIREZIONE Y

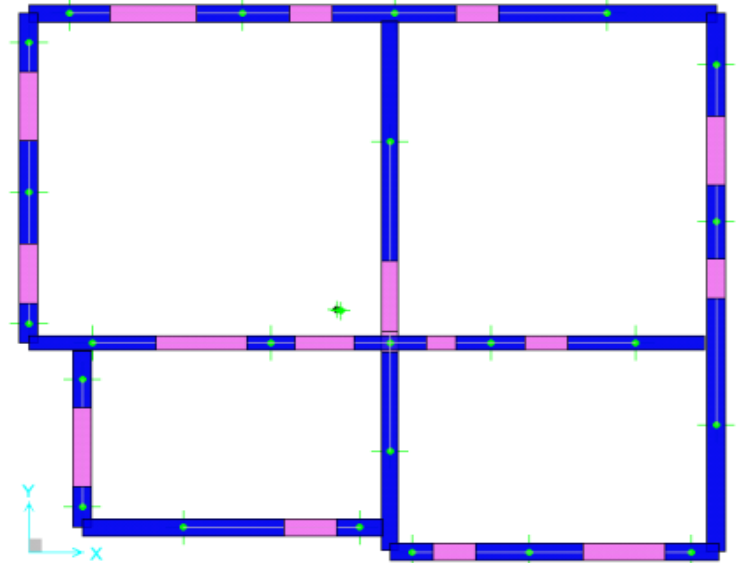
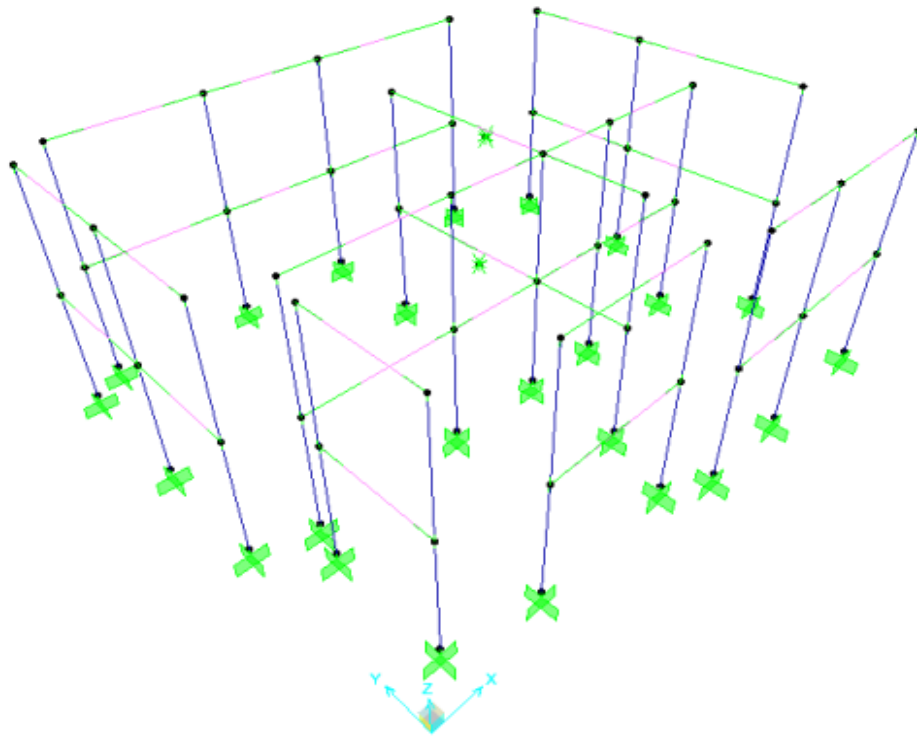
Verifica a taglio -												
Direzione Y												
Parete	t [mm]	L [mm]	P ass [KN]	Msd (+) [KNm]	Msd (-) [KNm]	Vsd (+) [KN]	Vsd (-) [KN]	f _{vk} [Mpa]	Vt [KN]			
Y01	350	825	70	21	21	4	4	0.43	26	OK		
Y02	350	1150	69	55	55	11	11	0.20	0	Eccentricità troppo elevata		
Y03	350	850	80	24	24	5	5	0.44	29	OK		
Y04	350	2100	244	336	336	65	65	0.20	0	Eccentricità troppo elevata		
Y05	350	1175	115	63	63	12	12	1.24	27	OK		
Y06	300	4075	135	1084	1084	210	210	0.20	0	Eccentricità troppo elevata		
Y07	300	4850	633	1651	1651	320	320	0.20	0	Eccentricità troppo elevata		
Y08	350	5125	242	987	987	191	191	0.20	0	Eccentricità troppo elevata		
Y09	350	1500	185	37	37	7	7	0.34	89	OK		
Y10	350	2075	186	93	93	18	18	0.33	94	OK		

ESEMPI DI VERIFICA DI UN EDIFICIO IN MURATURA DI DUE PIANI DI NUOVA PROGETTAZIONE

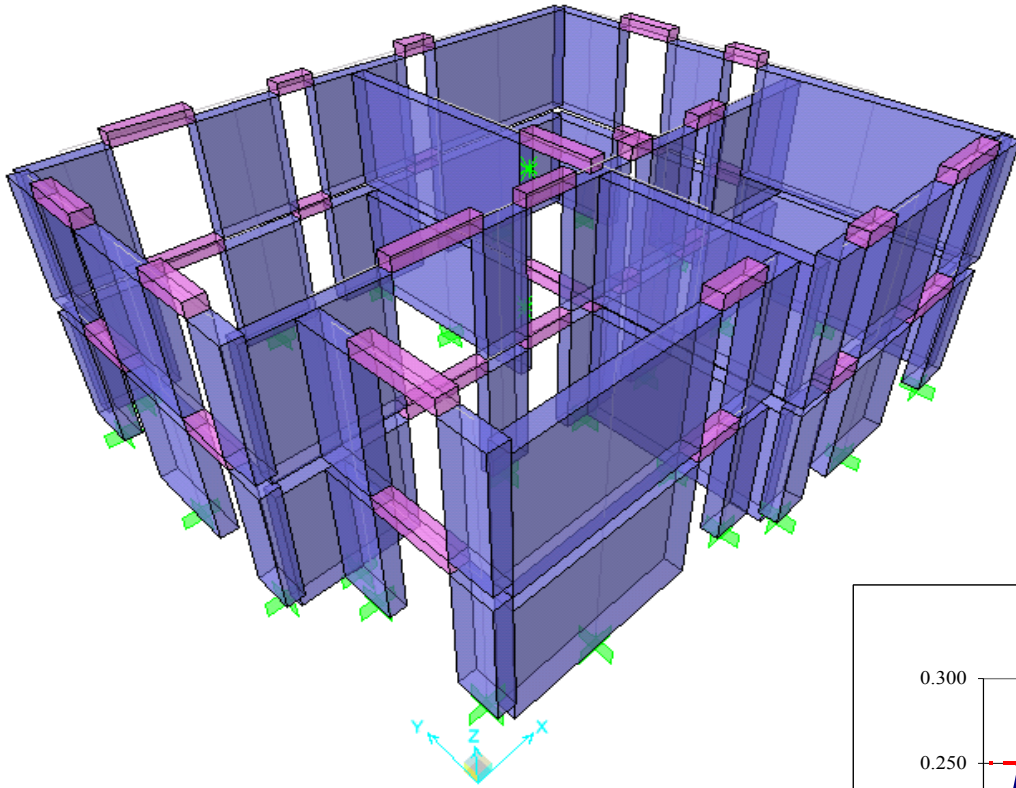
ANALISI LINEARE CON MODELLO A TELAIO

(analisi modale)

($a_g=0.15g$); terreno A

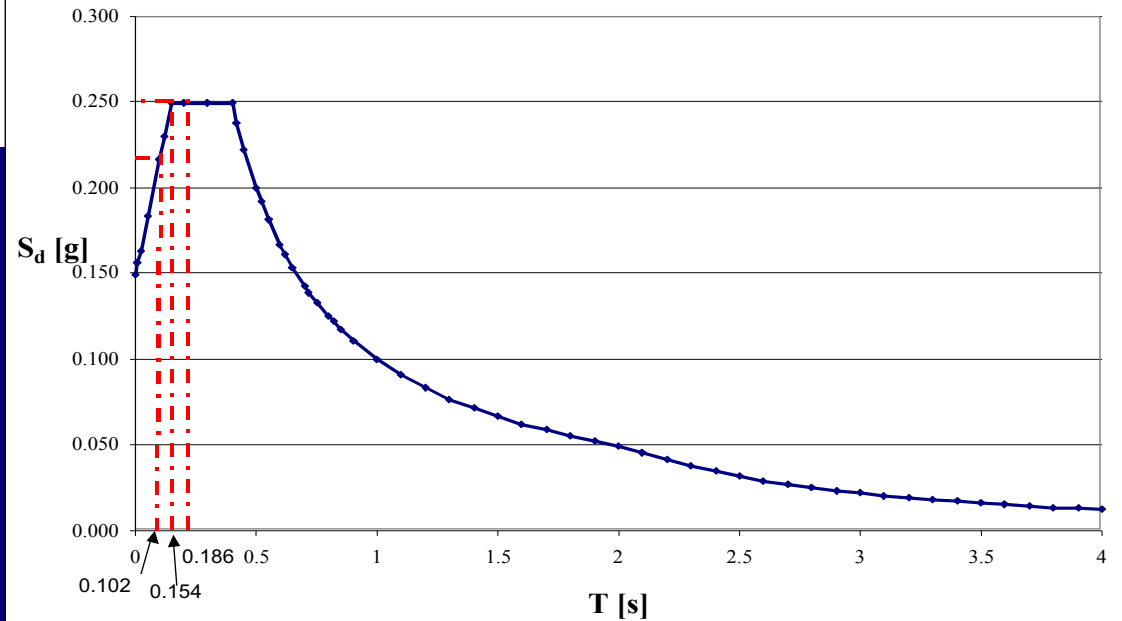


ESEMPI DI VERIFICA DI UN EDIFICIO IN MURATURA DI DUE PIANI DI NUOVA PROGETTAZIONE



Modo	T (sec)	Mx / Mtot	My / Mtot
1	0.186	0.17	0.54
2	0.154	0.67	0.21
3	0.102	0.10	0.13

Spettro di progetto SLU in accelerazione



ESEMPI DI VERIFICA DI UN EDIFICIO IN MURATURA DI DUE PIANI DI NUOVA PROGETTAZIONE

MODELLO A TELAIO, ANALISI MODALE VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PARETI IN DIREZIONE X

Verifica a pressoflex										
<i>Direzione X</i>										
Parete	t [mm]	L [mm]	P ass max [KN]	P ass min [KN]	Msd (+) [KNm]	Msd (-) [KNm]	Mu (N max) [KNm]	Mu (N min) [KNm]	Mu [KNm]	
X01	350	3775	352	189	592	601	572	331	331	Mu NON VERIFICATO
X02	350	850	144	-19	21	21	46	NN	NN	Azione assiale di trazione
X03	350	800	127	-6	19	18	39	NN	NN	Azione assiale di trazione
X04	350	2000	185	151	146	148	160	134	134	Mu NON VERIFICATO
X05	350	1275	143	44	28	28	76	27	27	Mu NON VERIFICATO
X06	300	2375	166	112	144	144	173	122	122	Mu NON VERIFICATO
X07	300	900	90	56	17	18	33	22	22	OK
X08	300	1350	150	18	44	44	82	12	12	Mu NON VERIFICATO
X09	300	1300	118	68	38	38	65	40	40	OK
X10	300	2550	243	71	169	169	259	86	86	Mu NON VERIFICATO
X11	350	1525	144	70	56	54	94	50	50	Mu NON VERIFICATO
X12	350	1750	173	57	83	81	129	47	47	Mu NON VERIFICATO
X13	350	2300	160	82	148	143	165	89	89	Mu NON VERIFICATO
X14	350	4075	318	50	493	472	573	99	99	Mu NON VERIFICATO

ESEMPI DI VERIFICA DI UN EDIFICIO IN MURATURA DI DUE PIANI DI NUOVA PROGETTAZIONE

MODELLO A TELAIO, ANALISI MODALE VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PARETI IN DIREZIONE Y

Verifica a pressoflex										
<i>Direzione Y</i>										
Parete	t [mm]	L [mm]	P ass max [KN]	P ass min [KN]	Msd (+) [KNm]	Msd (-) [KNm]	Mu (N max) [KNm]	Mu (N min) [KNm]	Mu [KNm]	
Y01	350	825	106	28	22	21	35	11	11	Mu NON VERIFICATO
Y02	350	1150	114	35	47	45	56	19	19	Mu NON VERIFICATO
Y03	350	800	152	9	23	23	44	4	4	Mu NON VERIFICATO
Y04	350	2100	245	230	220	214	212	202	202	Mu NON VERIFICATO
Y05	350	1175	200	42	56	54	88	23	23	Mu NON VERIFICATO
Y06	300	4075	314	36	476	405	554	73	73	Mu NON VERIFICATO
Y07	300	4850	670	576	747	657	1233	1108	1108	OK
Y08	350	5125	337	199	544	374	779	481	481	Mu NON VERIFICATO
Y09	350	1500	187	111	38	34	114	74	74	OK
Y10	350	2075	228	166	73	60	198	151	151	OK

ESEMPI DI VERIFICA DI UN EDIFICIO IN MURATURA DI DUE PIANI DI NUOVA PROGETTAZIONE

MODELLO A TELAIO, ANALISI MODALE VERIFICA A TAGLIO PARETI IN DIREZIONE X

Verifica a taglio										
Direzione X										
Parete	t [mm]	L [mm]	P ass min [KN]	Msd (+) [KNm]	Msd (-) [KNm]	Vsd (+) [KN]	Vsd (-) [KN]	f _{vk} [Mpa]	Vt [KN]	
X01	350	3775	189	592	601	166	168	0.20	0	Eccentricità troppo elevata
X02	350	850	-19	21	21	13	13	NN	NN	Azione assiale di trazione
X03	350	800	-6	19	18	13	12	NN	NN	Azione assiale di trazione
X04	350	2000	151	146	148	65	64	1.50	16	Taglio NON VERIFICATO
X05	350	1275	44	28	28	15	15	1.50	9	Taglio NON VERIFICATO
X06	300	2375	112	144	144	51	49	0.20	0	Eccentricità troppo elevata
X07	300	900	56	17	18	12	12	0.39	23	OK
X08	300	1350	18	44	44	28	27	0.20	0	Eccentricità troppo elevata
X09	300	1300	68	38	38	31	30	0.54	21	Taglio NON VERIFICATO
X10	300	2550	71	169	169	65	68	0.20	0	Eccentricità troppo elevata
X11	350	1525	70	56	54	25	25	0.20	0	Eccentricità troppo elevata
X12	350	1750	57	83	81	46	47	0.20	0	Eccentricità troppo elevata
X13	350	2300	82	148	143	82	84	0.20	0	Eccentricità troppo elevata
X14	350	4075	50	493	472	164	162	0.20	0	Eccentricità troppo elevata

ESEMPI DI VERIFICA DI UN EDIFICIO IN MURATURA DI DUE PIANI DI NUOVA PROGETTAZIONE

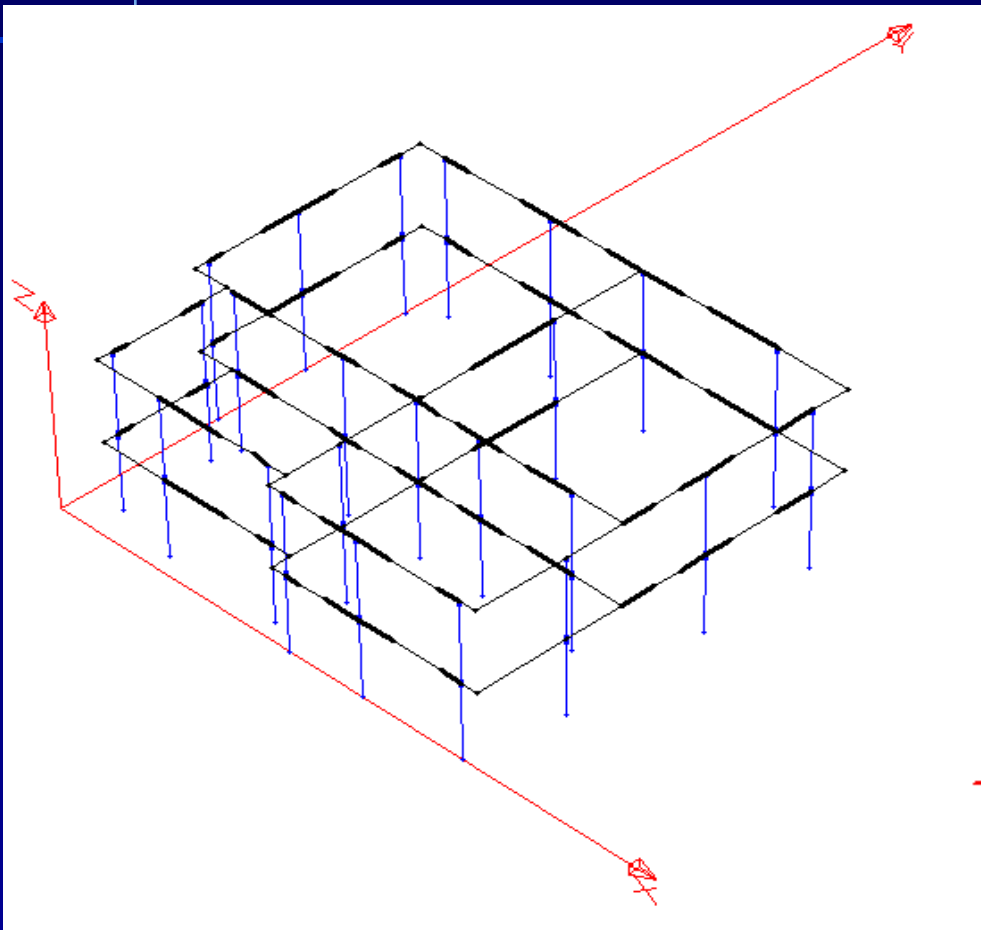
MODELLO A TELAIO, ANALISI MODALE VERIFICA A TAGLIO PARETI IN DIREZIONE Y

Verifica a taglio

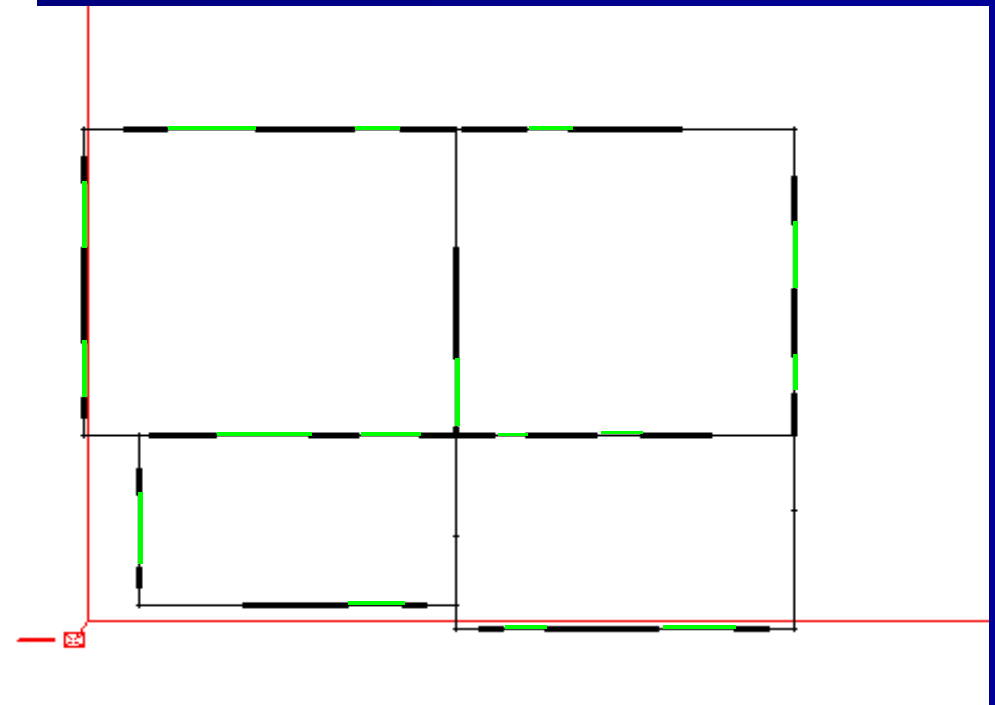
Direzione Y										
Parete	t [mm]	L [mm]	P ass [KN]	Msd (+) [KNm]	Msd (-) [KNm]	Vsd (+) [KN]	Vsd (-) [KN]	f _{vk} [Mpa]	Vt [KN]	
Y01	350	825	28	22	21	12	12	0.20	0	Eccentricità troppo elevata
Y02	350	1150	35	47	45	21	22	0.20	0	Eccentricità troppo elevata
Y03	350	800	9	23	23	15	15	0.20	0	Eccentricità troppo elevata
Y04	350	2100	230	220	214	93	95	1.16	56	Taglio NON VERIFICATO
Y05	350	1175	42	56	54	28	29	0.20	0	Eccentricità troppo elevata
Y06	300	4075	36	476	405	149	140	0.20	0	Eccentricità troppo elevata
Y07	300	4850	576	747	657	171	173	0.43	217	OK
Y08	350	5125	199	544	374	122	124	0.20	0	Eccentricità troppo elevata
Y09	350	1500	111	38	34	23	22	0.30	65	OK
Y10	350	2075	166	73	60	25	28	0.31	96	OK

ESEMPI DI VERIFICA DI UN EDIFICIO IN MURATURA DI DUE PIANI DI NUOVA PROGETTAZIONE

ANALISI STATICA NON LINEARE CON MODELLO A TELAIO EQUIVALENTE (SAM)

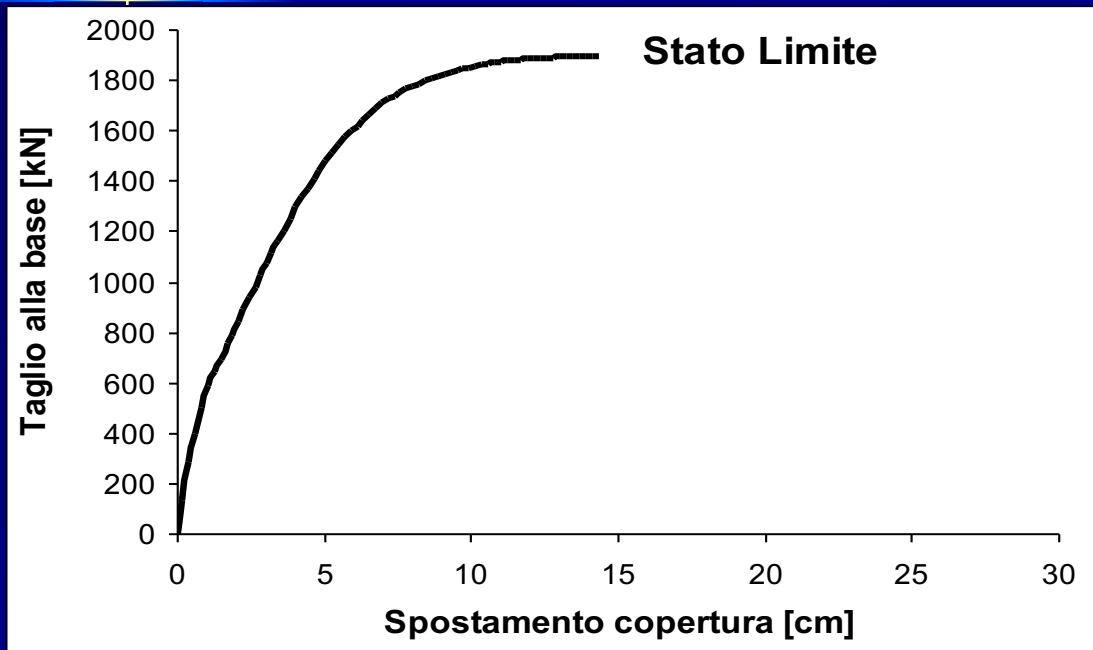


elem. cordolo



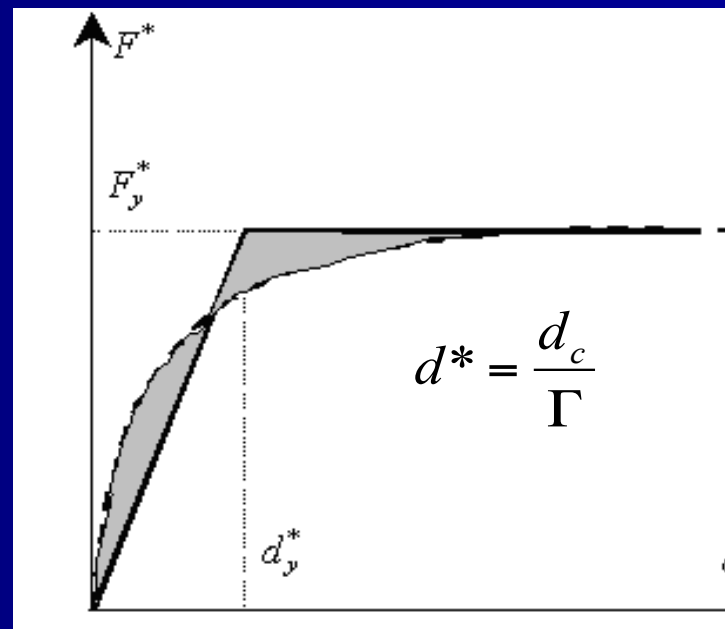
ESEMPI DI VERIFICA DI UN EDIFICIO IN MURATURA DI DUE PIANI DI NUOVA PROGETTAZIONE

Determinazione delle caratteristiche di un sistema 1-GDL a comportamento bi-lineare equivalente



$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}$$

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}$$

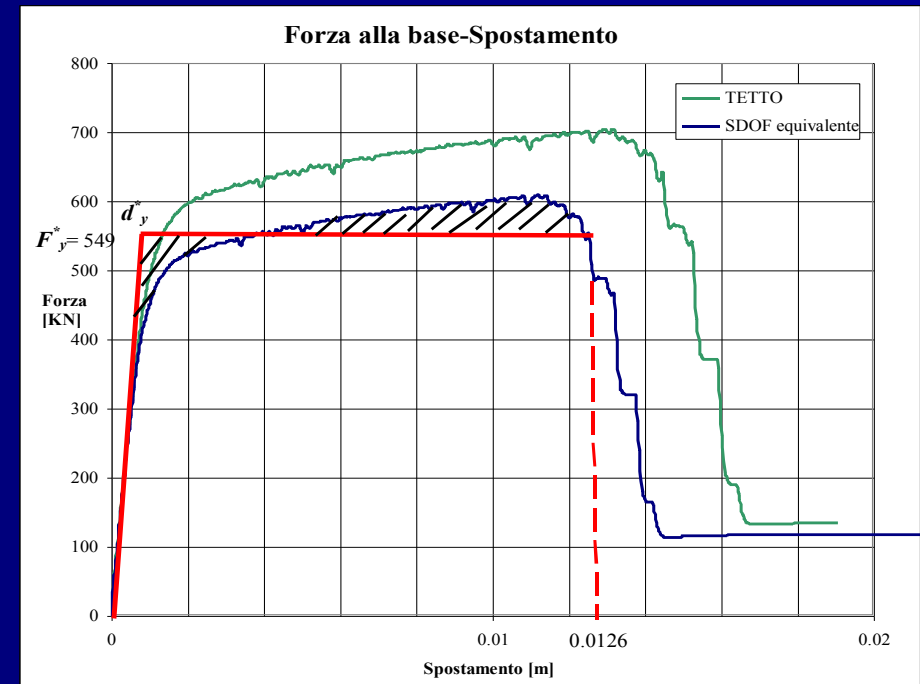
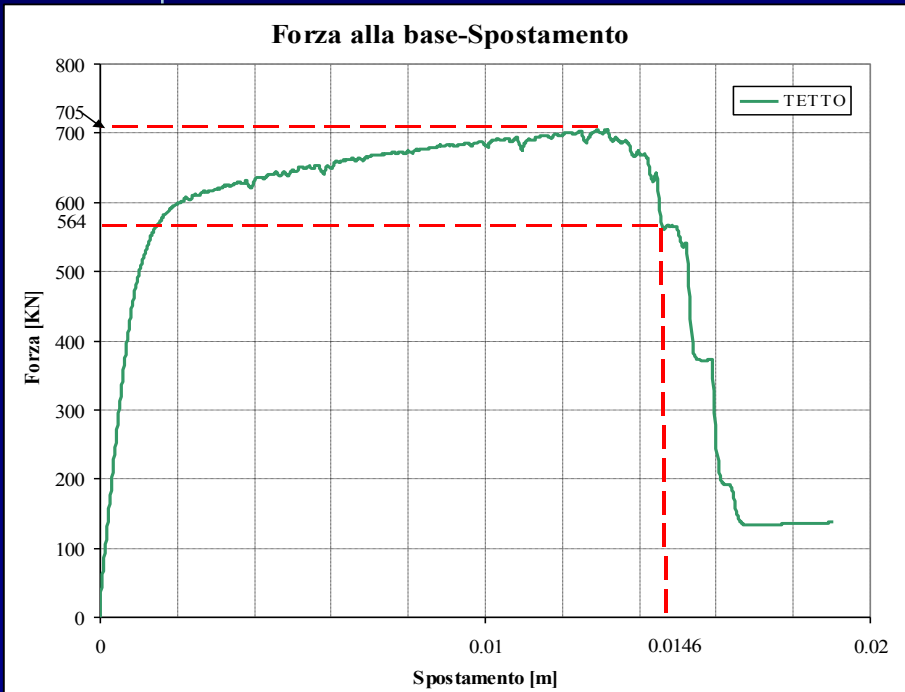


$$m^* = \sum_{i=1}^N m_i \Phi_i$$

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

ESEMPI DI VERIFICA DI UN EDIFICIO IN MURATURA DI DUE PIANI DI NUOVA PROGETTAZIONE

FORZE IN DIREZIONE X, DISTRIBUZIONE PROPORZIONALE ALLE MASSE E AGLI SPOSTAMENTI DEL PRIMO MODO



(verifiche analoghe sono state svolte con la distribuzione di forze proporzionale alle masse)

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}$$

$$d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

ESEMPI DI VERIFICA DI UN EDIFICIO IN MURATURA DI DUE PIANI DI NUOVA PROGETTAZIONE

Valutazione della risposta massima del sistema a 1-GDL a comportamento bi-lineare equivalente con spettro di risposta

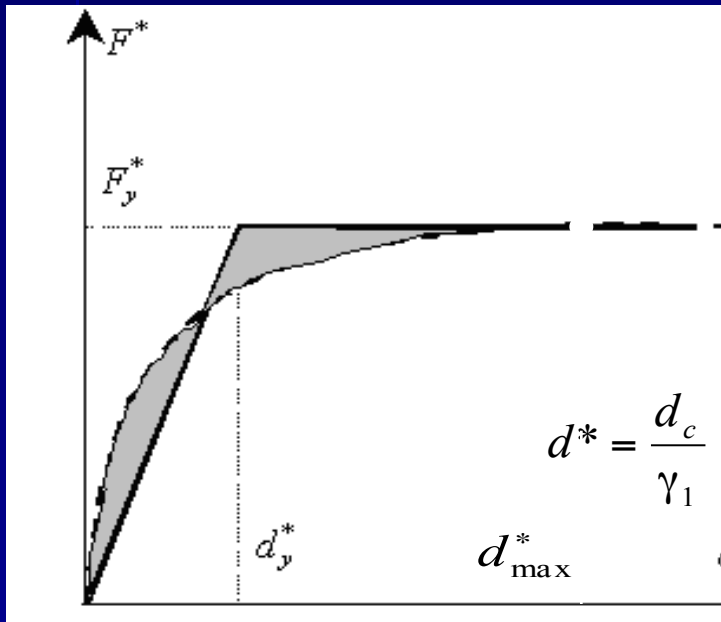
sp. di risposta
elastico in
spostamento

$$d_{\max}^* = d_{e,\max} = S_{De}(T^*)$$

se $T^* \geq T_C$

se $T^* < T_C$

$$d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,\max}$$



sp. di risposta
elastico in
accelerazione

$$q^* = \frac{m^* S_e(T^*)}{F_y^*}$$

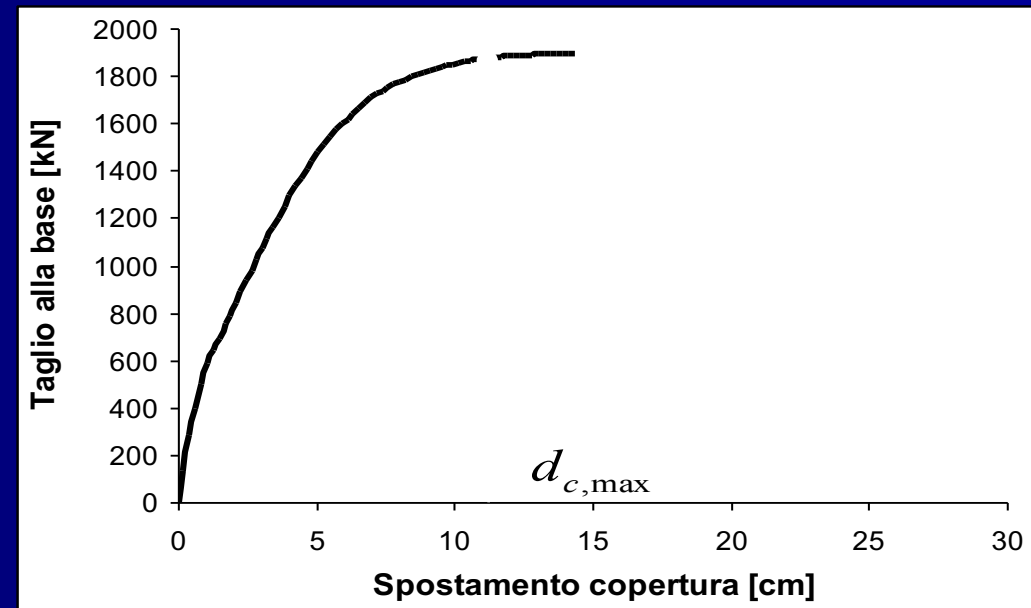
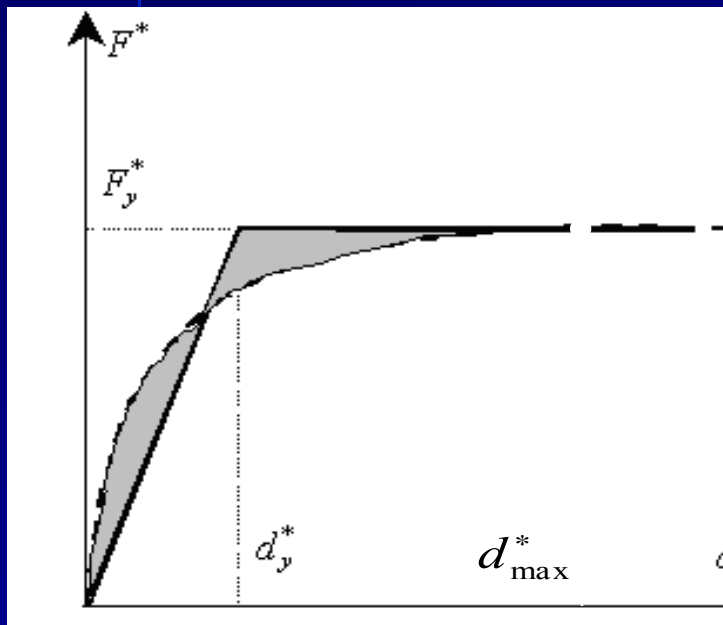
$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

$$m^* = \sum_{i=1}^N m_i \Phi_i^2$$

ESEMPI DI VERIFICA DI UN EDIFICIO IN MURATURA DI DUE PIANI DI NUOVA PROGETTAZIONE

Conversione dello spostamento del sistema equivalente nella configurazione deformata della struttura

$$\Gamma d_{\max}^* = d_{c,\max}$$



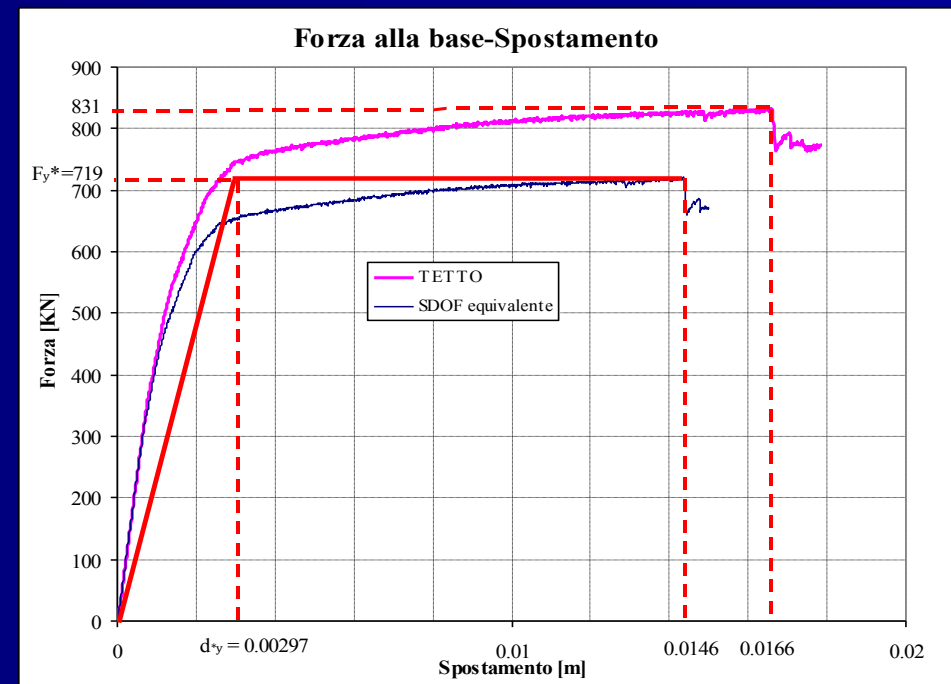
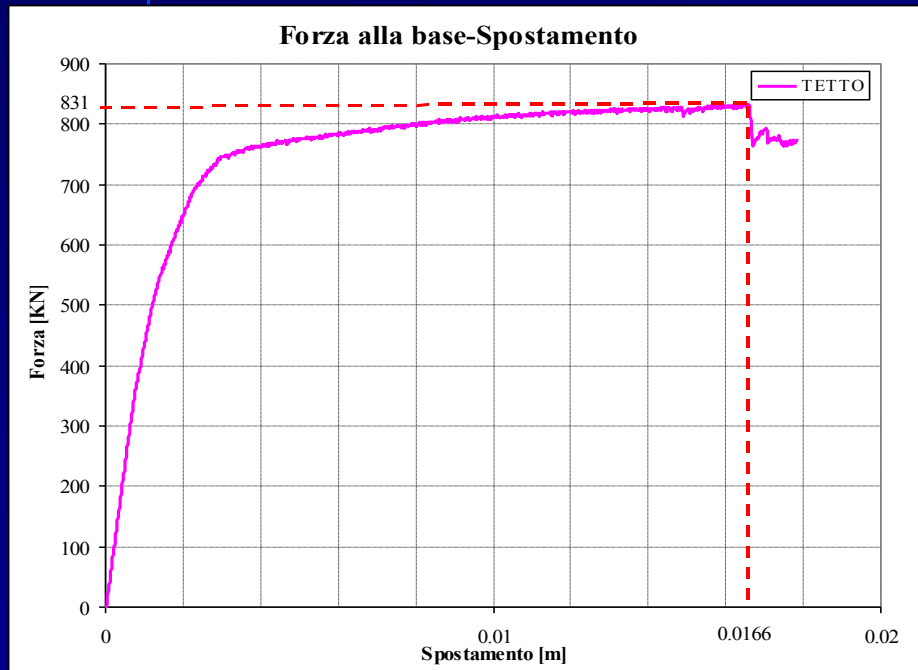
ESEMPI DI VERIFICA DI UN EDIFICIO IN MURATURA DI DUE PIANI DI NUOVA PROGETTAZIONE

Verifica in direzione x

STATICA NON LINEARE						
CAPACITA' AL TETTO						
F_{umax} [KN]	686					
Δ_{uTETTO} [m]	0.0146					
m_1 [t]	148	ϕ_1 [m]	0.487	$\Gamma =$	1.156	
m_2 [t]	202	ϕ_2 [m]	1			
m_{TOT} [t]	350					
DOMANDA DI SPOSTAMENTO AL TETTO						
	Ts [s]	S_e (Ts) [m/s ²]	S_D (Ts) [m]	d_{max}^* [m]	Γd_{max}^* [m]	
1A	0.067	5.742	0.0007	0.0028	0.0032	OK
1BCE	0.067	7.177	0.0008	0.0046	0.0054	OK
1D	0.067	6.972	0.0008	0.0070	0.0081	OK
2A	0.067	4.101	0.0005	0.0017	0.0019	OK
2BCE	0.067	5.126	0.0006	0.0029	0.0033	OK
2D	0.067	4.980	0.0006	0.0043	0.0050	OK
3A	0.067	2.461	0.0003	0.0005	0.0006	OK
3BCE	0.067	3.076	0.0004	0.0011	0.0013	OK
3D	0.067	2.988	0.0003	0.0016	0.0018	OK

ESEMPI DI VERIFICA DI UN EDIFICIO IN MURATURA DI DUE PIANI DI NUOVA PROGETTAZIONE

FORZE IN DIREZIONE Y, DISTRIBUZIONE PROPORZIONALE ALLE MASSE E AGLI SPOSTAMENTI DEL PRIMO MODO



(verifiche analoghe sono state svolte con la distribuzione di forze proporzionale alle masse)

ESEMPI DI VERIFICA DI UN EDIFICIO IN MURATURA DI DUE PIANI DI NUOVA PROGETTAZIONE

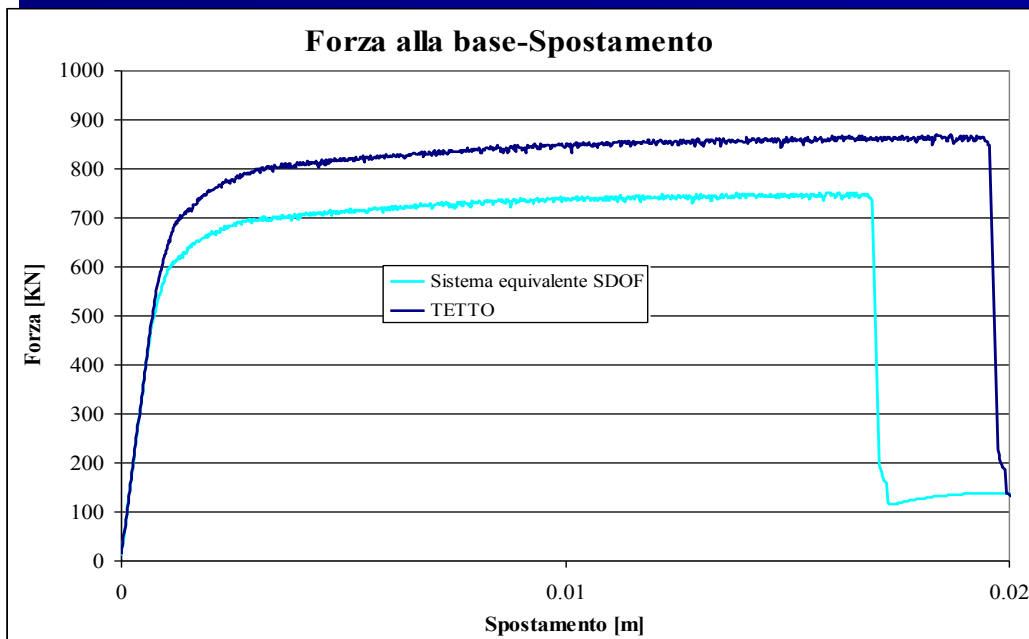
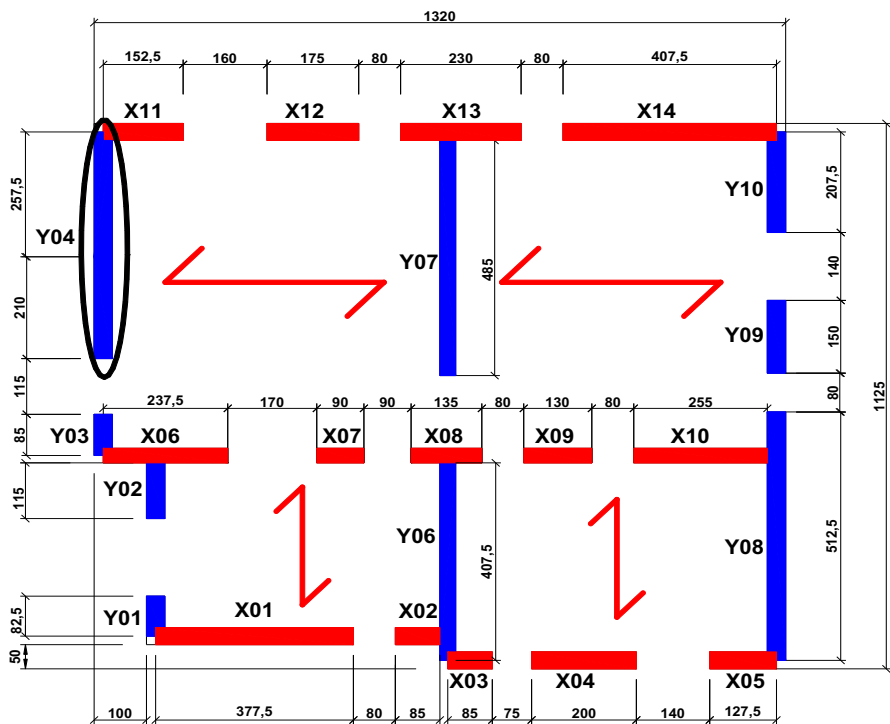
Verifica in direzione y

CAPACITA' AL TETTO						
F_{umax} [KN]	831					
Δ_{uTETTO} [m]	0.0166					
DOMANDA DI SPOSTAMENTO AL TETTO						
	T_s [s]	S_e (Ts) [m/s ²]	S_D (Ts) [m]	d_{max}^* [m]	Γ_{dmax}^* [m]	
1A	0.211	8.584	0.0097	0.0157	0.0182	SLU NON VERIFICATO
1BCE	0.211	10.730	0.0121	0.0247	0.0285	SLU NON VERIFICATO
1D	0.211	11.588	0.0131	0.0413	0.0478	SLU NON VERIFICATO
2A	0.211	6.131	0.0069	0.0105	0.0121	OK
2BCE	0.211	7.664	0.0087	0.0165	0.0190	SLU NON VERIFICATO
2D	0.211	8.277	0.0094	0.0272	0.0314	SLU NON VERIFICATO
3A	0.211	3.679	0.00416	0.0052	0.0060	OK
3BCE	0.211	4.598	0.0052	0.0083	0.0095	OK
3D	0.211	4.966	0.0056	0.0130	0.0150	OK

Nota: l'edificio non è simmetrico nei confronti dell'azione in direzione y.

ESEMPI DI VERIFICA DI UN EDIFICIO IN MURATURA DI DUE PIANI DI NUOVA PROGETTAZIONE

NUOVA CONFIGURAZIONE MAGGIORMENTE REGOLARE (CHIUSURA DI UNA APERTURA)



ESEMPI DI VERIFICA DI UN EDIFICIO IN MURATURA DI DUE PIANI DI NUOVA PROGETTAZIONE

AN. STATICA NON LINEARE DIREZ. Y									
CAPACITA' AL TETTO									
F_{umax} [KN]	865								
Δ_{uTETTO} [m]	0.0197								
m₁ [t]	148	φ₁ [m]	0.487	Γ =	1.156				
m₂ [t]	202	φ₂ [m]	1						
m_{TOT} [t]	350								
DOMANDA DI SPOSTAMENTO AL TETTO									
	Ts [s]	S_e (Ts) [m/s²]	S_D (Ts) [m]	d_{max}* [m]	Γ_{dmax}* [m]				
1A	0.172	8.584	0.0065	0.0123	0.0142	OK			
1BCE	0.172	10.730	0.0081	0.0196	0.0226	SLU NON VERIFICATO			
1D	0.172	10.631	0.0080	0.0297	0.0344	SLU NON VERIFICATO			
2A	0.172	6.131	0.0046	0.0080	0.0093	OK			
2BCE	0.172	7.664	0.0058	0.0129	0.0149	OK			
2D	0.172	7.594	0.0057	0.0191	0.0221	SLU NON VERIFICATO			
3A	0.172	3.679	0.00277	0.0037	0.0043	OK			
3BCE	0.172	4.598	0.0035	0.0062	0.0071	OK			
3D	0.172	4.556	0.0034	0.0085	0.0098	OK			

ESEMPI DI VERIFICA DI UN EDIFICIO IN MURATURA DI TRE PIANI DI NUOVA PROGETTAZIONE

Caratteristiche dell'edificio (1/5)

▪ DESTINAZIONE D'USO:

- Civile abitazione

▪ UBICAZIONE:

- Zona 3 ($a_g = 0,15 g$)

- Terreno di tipo C

▪ DESCRIZIONE:

- Edificio a 3 piani:

- piano interrato in calcestruzzo armato

- 3 piani fuori terra

- Struttura portante in muratura ordinaria

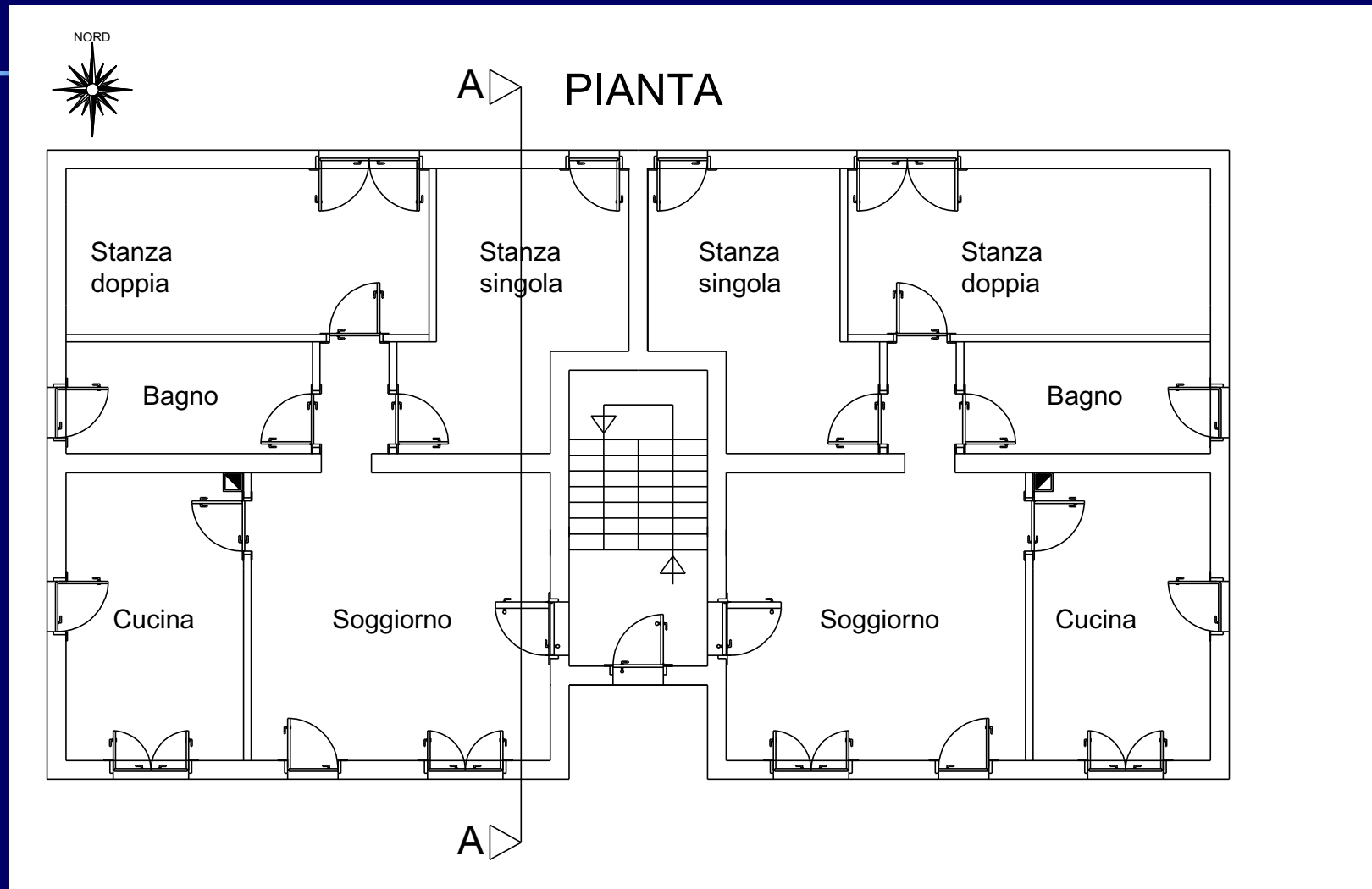
- Solai in latero-cemento

- Copertura in legno

Zona	Valore di a_g
1	0,35g
2	0,25g
3	0,15g
4	0,05g

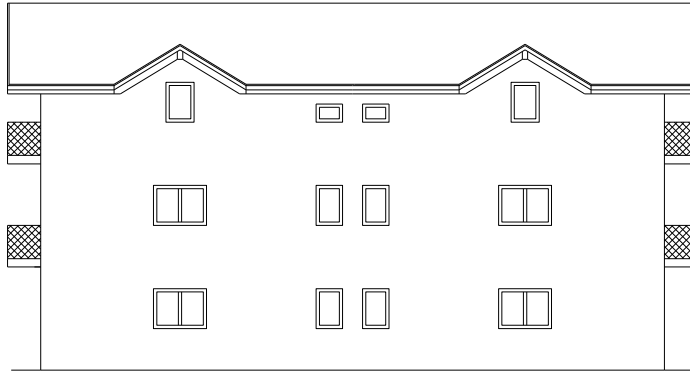
ESEMPI DI VERIFICA DI UN EDIFICIO IN MURATURA DI TRE PIANI DI NUOVA PROGETTAZIONE

Caratteristiche dell'edificio (2/5)

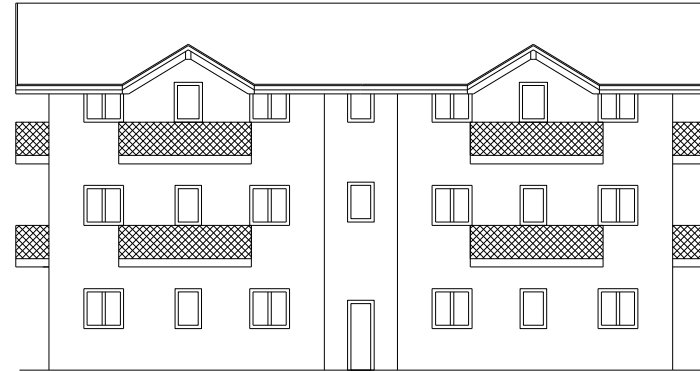


Caratteristiche dell' edificio (3/5)

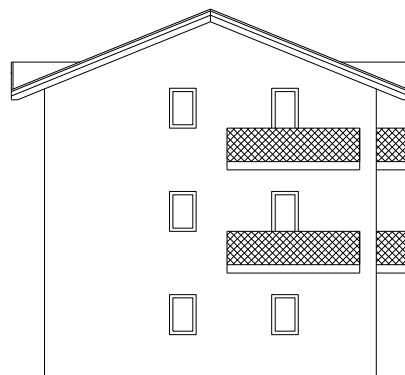
PROSPETTO NORD



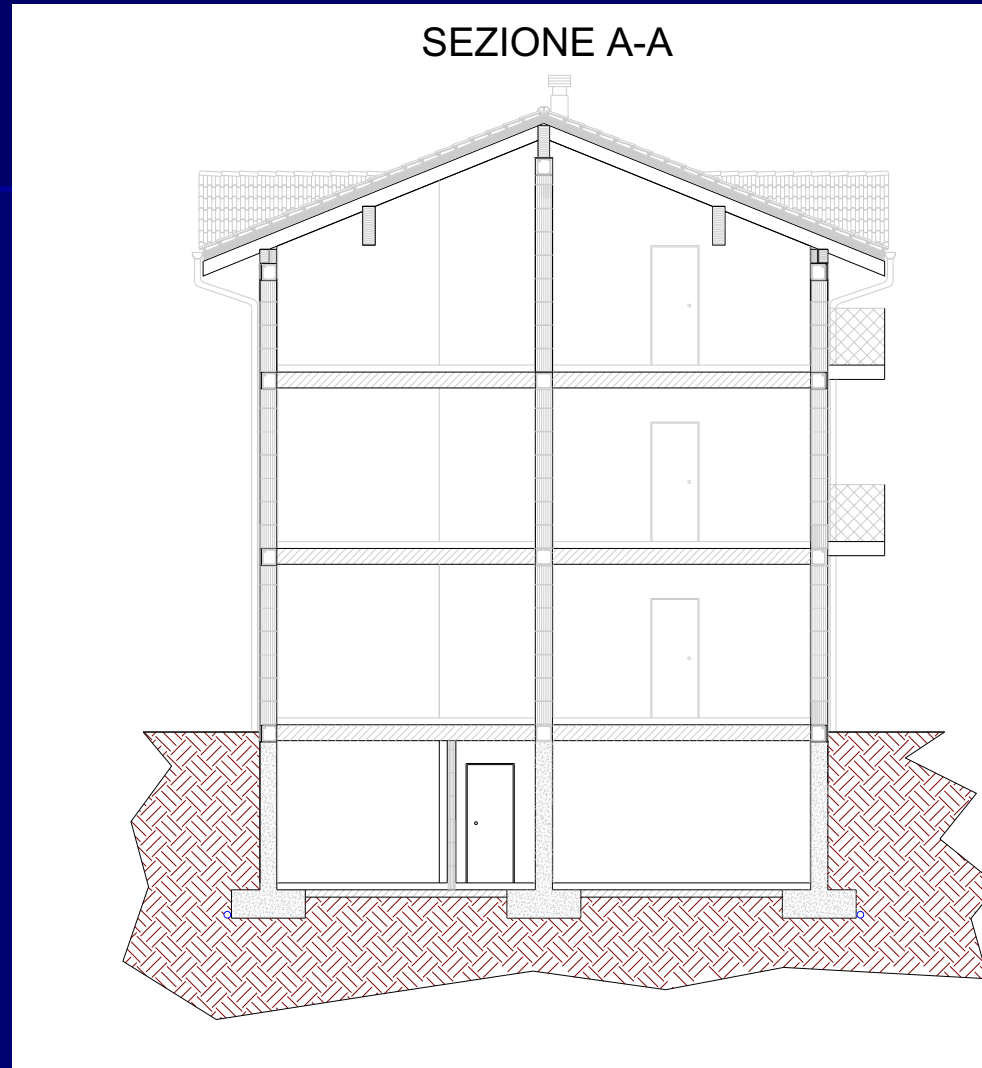
PROSPETTO SUD



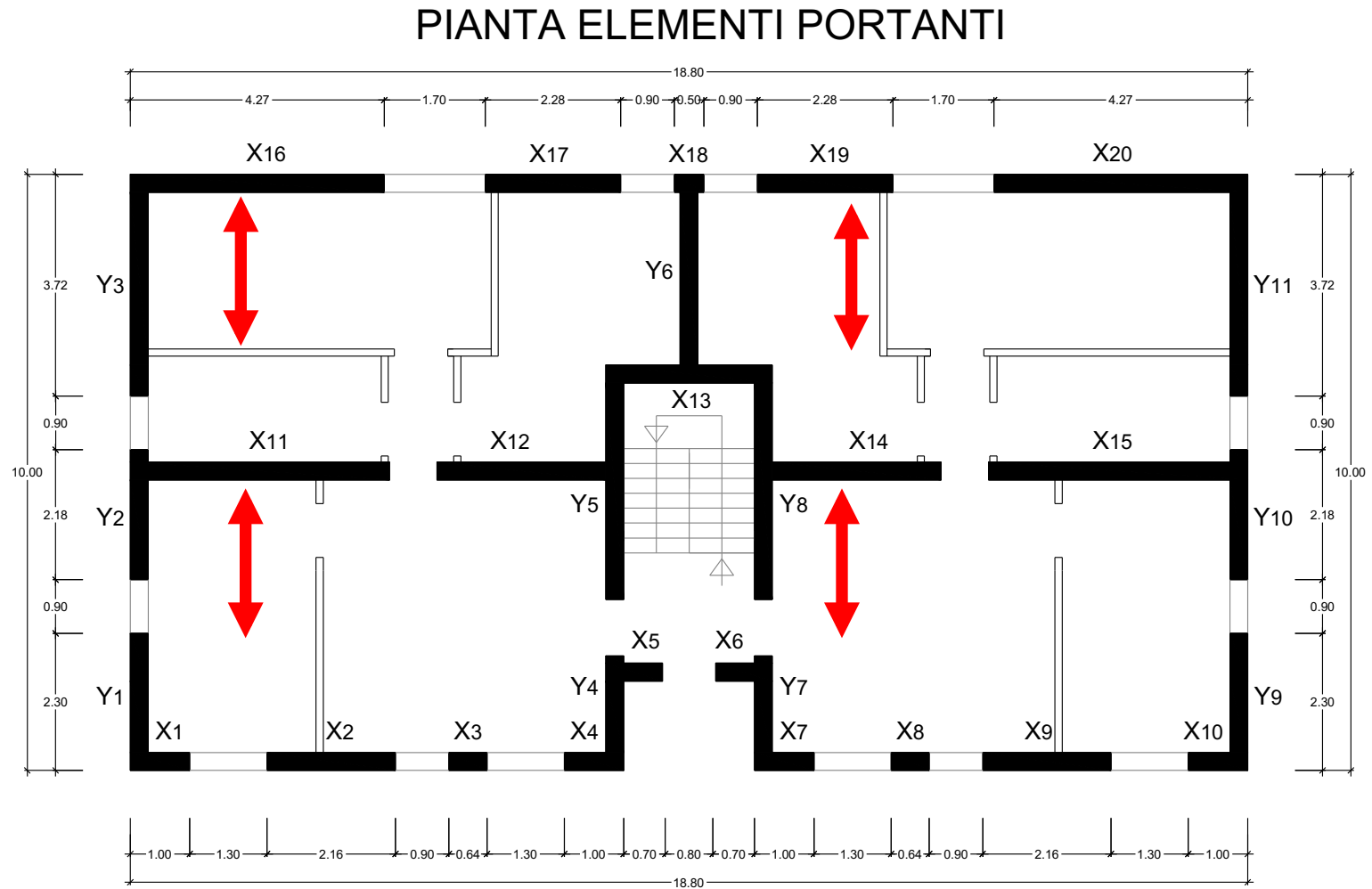
PROSPETTO OVEST



Caratteristiche dell' edificio (4/5)



Caratteristiche dell'edificio (5/5)



Materiali (1/2)

1.2.1 Malte.

I tipi di malta e le loro classi sono definite in rapporto alla composizione in volume:

Classe	Resistenza		Tipo	Composizione				
	kg/cm ²	N/mm ²		cemento	calce aerea	calce idraulica	sabbia	pozzolana
M1	120	12	cementizia	1	—	—	3	—
M2	80	8	»	1	—	0,5	4	—
M3	50	5	bastarda	1	—	1	5	—
M4	25	2,5	»	1	—	2	9	—
M4	25	2,5	pozzolanica	—	1	—	—	3
M4	25	2,5	idraulica	—	—	1	3	—

Materiali (2/2)

1.2.2 Muratura costituita da elementi resistenti artificiali.

Si distinguono le seguenti categorie in base alla percentuale di foratura j ed all'area media della sezione normale di un foro f :

Tipologia	Percentuale di foratura	f (cm ²)
Elementi pieni	$\leq 15\%$	≤ 9
Mattoni semipieni	$15\% \div 45\%$	≤ 12
Mattoni forati	$45\% \div 55\%$	≤ 15

Le murature vengono realizzate con blocchi di dimensione 25 x 38 x 19 cm. I blocchi sono classificabili come semipieni e sono caratterizzati da una resistenza caratteristica a compressione pari a:

$$f_{bk} \geq 10 \text{ N / mm}^2$$

Verifiche semplificate (1/11)

Dimensionamento semplificato

Per edifici realizzati in *muratura formata da elementi resistenti artificiali pieni o semipieni* è possibile omettere le verifiche di sicurezza indicate al punto 2.4. nel caso vengano rispettate le prescrizioni seguenti:

- a) l'edificio sia *costituito da non più di tre piani entro e fuori terra*;
- b) la *planimetria dell'edificio sia iscrivibile in un rettangolo con rapporti fra lato minore e lato maggiore non inferiore a 1/3*;
- c) la *snellezza della muratura non sia in nessun caso superiore a 12*;
- d) L' *area della sezione di muratura resistente alle azioni orizzontali, espressa in percentuale rispetto alla superficie totale in pianta dell'edificio, sia non inferiore al 4% nelle due direzioni principali escluse le parti aggettanti*; non sono da prendere in considerazione, ai fini della percentuale di muratura resistente, i muri di lunghezza L inferiore a 50 cm, misurata al netto delle aperture.

Verifiche semplificate (2/11)

...deve inoltre risultare:

$$\sigma = N / (0,65 A) \leq \sigma_m$$

in cui:

- N:** carico verticale totale alla base del piano più basso dell'edificio
A: area totale dei muri portanti allo stesso piano
 σ_m : tensione base ammissibile della muratura (definita al punto 2.4.1)

Verifiche di sicurezza con il metodo delle tensioni ammissibili

Le componenti di sollecitazione dovute alle azioni permanenti e quelle provocate dalle azioni variabili devono valutarsi separatamente, per poi essere combinate in sede di verifica nel modo più sfavorevole.

Verifica dei muri soggetti ai carichi verticali

Viene denominata **tensione base ammissibile a compressione σ_m** la tensione ammissibile in una muratura in assenza di fenomeni legati alla eccentricità di carico ed alla snellezza. La tensione base ammissibile a compressione σ_m nella muratura sarà dedotta dalla resistenza caratteristica della muratura a compressione f_k applicando la formula seguente:

$$\sigma_m = f_k / 5$$

Verifiche semplificate (3/11)

Caratteristiche meccaniche della muratura

Resistenza caratteristica a compressione

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento		Tipo di malta							
		M1		M2		M3		M4	
N/mm ²	kg/cm ²	N/mm ²	kg/cm ²	N/mm ²	kg/cm ²	N/mm ²	kg/cm ²	N/mm ²	kg/cm ²
* 1,5	15	1,0	10	1,0	10	1,0	10	1,0	10*
** 2,0	20	1,2	12	1,2	12	1,2	12	1,2	12**
3,0	30	2,2	22	2,2	22	2,2	22	2,0	20
5,0	50	3,5	35	3,4	34	3,3	33	3,0	30
7,5	75	5,0	50	4,5	45	4,1	41	3,5	35
10,0	100	6,2	62	5,3	53	4,7	47	4,1	41
15,0	150	8,2	82	6,7	67	6,0	60	5,1	51
20,0	200	9,7	97	8,0	80	7,0	70	6,1	61
30,0	300	12,0	120	10,0	100	8,6	86	7,2	72
≥ 40,0	≥ 400	14,3	143	12,0	120	10,4	104	—	—

* valido solo per murature in pietrame ** valido solo per murature in elementi artificiali

dunque $f_k = 5,3 \text{ N/mm}^2$

Verifiche semplificate (4/11)

Caratteristiche meccaniche della muratura

Resistenza caratteristica a taglio

La resistenza caratteristica a taglio della muratura in assenza di carichi verticali può essere valutata considerando:

		f_{bk}		Classe della malta	f_{vko}	
		kg/cm ²	N/mm ²		kg/cm ²	N/mm ²
Elementi artificiali	in laterizio	> 150	> 15	M1-M2-M3-M4	3	0,3
		≤ 150	≤ 15		2	0,2
	in calcestruzzo	> 30	> 3	M1-M2-M3	2	0,2
		≤ 30	≤ 3	M4	1	0,1
Pietra squadrata			M1-M2-M3-M4	1	0,1	
	> 30	> 3	M1-M2-M3	2	0,2	
	≤ 30	≤ 3	M4	1	0,1	

pertanto $f_{vko} = 0,2 \text{ N/mm}^2$

Verifiche semplificate (5/11)

a) *l'edificio è costituito da non più di tre piani entro e fuori terra* **OK**

L'edificio è costituito da 2 piani fuori terra in muratura portante realizzata con elementi semipieni (e da un piano seminterrato in c.a.)

b) *la planimetria dell'edificio è iscrivibile in un rettangolo con rapporti fra lato minore e lato maggiore non inferiore a 1/3* **OK**

Per l'edificio in questione si ha: $10,00 / 18,80 = 0,53$.

c) *la snellezza della muratura non è in nessun caso superiore a 12* **OK**

2.2.1.3 Snellezza di una muratura

Si definisce snellezza convenzionale di una muratura, il *rapporto* h_0/t in cui:

h_0 è la lunghezza libera di inflessione del muro pari a ρh
 t è lo spessore del muro

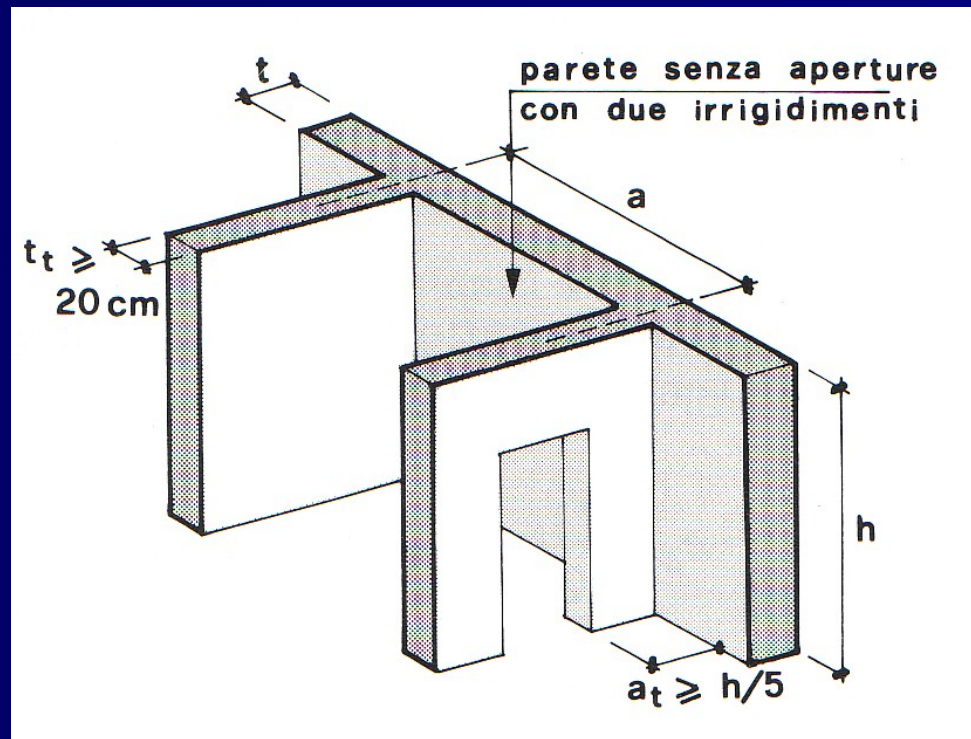
Il valore di tale rapporto non deve risultare superiore a 20.

Verifiche semplificate (6/11)

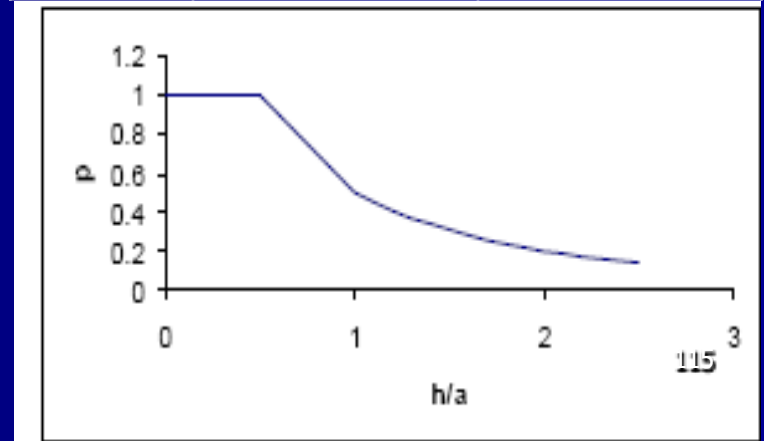
Sono indicati con:

h l' altezza interna di piano
 ρ il fattore laterale di vincolo

Il fattore ρ assume il valore 1 per il muro isolato, ed i valori indicati nella sottostante tabella quando il muro senza aperture (porte o finestre) è irrigidito con efficace vincolo da due muri trasversali di spessore non inferiore a 20 cm, posti ad interasse a .



Muro isolato	Muro irrigidito da 2 muri trasversali	
ρ	h/a	ρ
1	$\leq 0,5$	1
	$0,5 \div 1$	$3/2 - h/a$
	> 1	$1/(1+(h/a)^2)$



Verifiche semplificate (7/11)

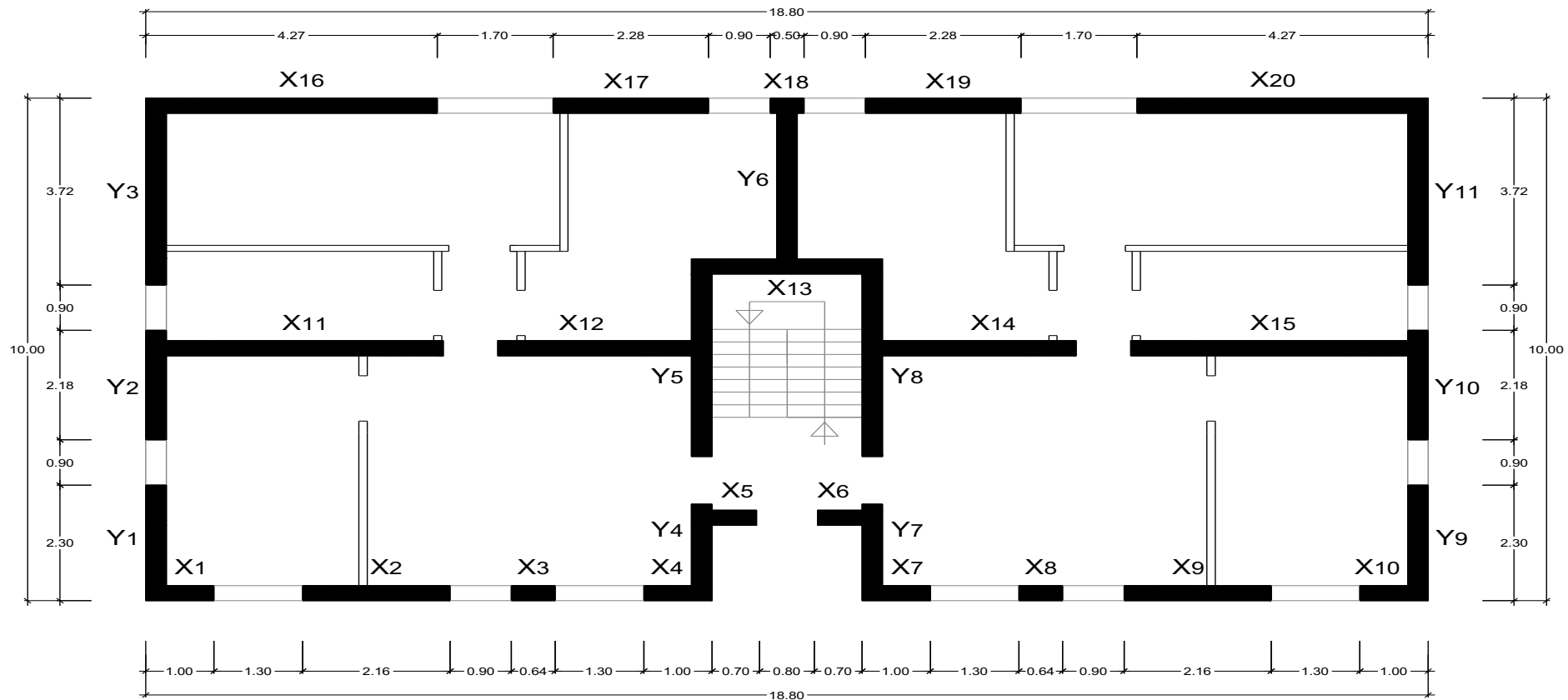
Si ha:

PIANO TIPO				
ALTEZZA INTERNA DI PIANO $h = 2,8$ m				
PARETE	SPESSORE	ρ	h_0	λ
	t			
	[m]		[m]	
TUTTE	0,38	1,00	2,8	7,37

d) L'area della sezione di muratura resistente alle azioni orizzontali, espressa in percentuale rispetto alla superficie totale in pianta dell'edificio, sia non inferiore al 4% nelle due direzioni principali **OK**

Verifiche semplificate (8/11)

PIANTA ELEMENTI PORTANTI



Verifiche semplificate (9/11)

PARETE	SPESSORE	LUNGHEZZA	AREA
	[m]	[m]	[m ²]
X1	0,38	1,00	0,38
X2	0,38	2,16	0,82
X3	0,38	0,64	0,24
X4	0,38	1,00	0,38
X5	0,38	0,70	0,27
X6	0,38	0,70	0,27
X7	0,38	1,00	0,38
X8	0,38	0,64	0,24
X9	0,38	2,16	0,82
X10	0,38	1,00	0,38
X11	0,38	4,36	1,66
X12	0,38	3,14	1,19
X13	0,38	2,80	1,06
X14	0,38	3,14	1,19
X15	0,38	4,36	1,66
X16	0,38	4,27	1,62
X17	0,38	2,28	0,87
X18	0,38	0,50	0,19
X19	0,38	2,28	0,87
X20	0,38	4,27	1,62
TOTALE X			16,11
PERCENTUALE X			8,71%

PARETE	SPESSORE	LUNGHEZZA	AREA
	[m]	[m]	[m ²]
Y1	0,38	2,30	0,87
Y2	0,38	2,18	0,83
Y3	0,38	3,72	1,41
Y4	0,38	1,92	0,73
Y5	0,38	3,93	1,49
Y6	0,38	3,50	1,33
Y7	0,38	3,93	1,49
Y8	0,38	1,92	0,73
Y9	0,38	3,72	1,41
Y10	0,38	2,18	0,83
Y11	0,38	2,30	0,87
TOTALE Y			12,01
PERCENTUALE Y			6,49%

Verifiche semplificate (10/11)

Si calcola l'azione N alla base dell'edificio:

PIANO TERRA	
Solaio tipo	1070 kN
Muratura	1250 kN
Scale e balconi	125 kN
Abitazione	400 kN
Totale:	2845 kN

PRIMO PIANO	
Solaio tipo	1070 kN
Muratura	1250 kN
Copertura	300 kN
Scale e balconi	125 kN
Abitazione	400 kN
Neve	600 kN
Totale:	3745 kN

Verifiche semplificate (11/11)

E quindi l'edificio risulta verificato secondo la procedura semplificata:

N	A	σ_m	N/(0,65 A)
[kN]	[m ²]	[MPa]	[MPa]
6590	28,12	1,06	0,36

$$\sigma = N / (0,65 A) \leq \sigma_m \quad \text{OK}$$

Analisi sismica: spettro di progetto (4/4)

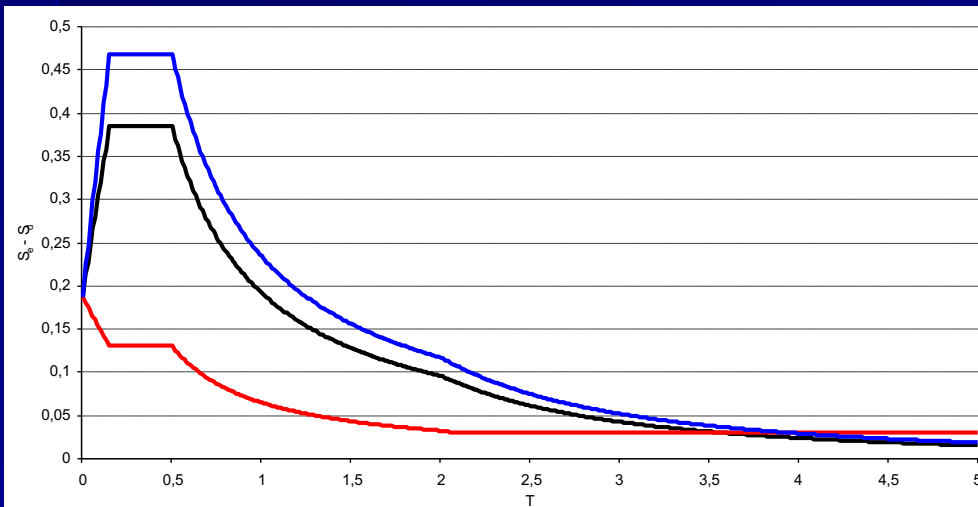
Spettri di progetto per lo stato limite di danno

Se non si esegue una puntuale valutazione dell'azione sismica corrispondente alla probabilità di superamento, lo spettro di progetto da adottare per la limitazione dei danni può essere ottenuto riducendo lo spettro elastico secondo un fattore pari a 2,5.

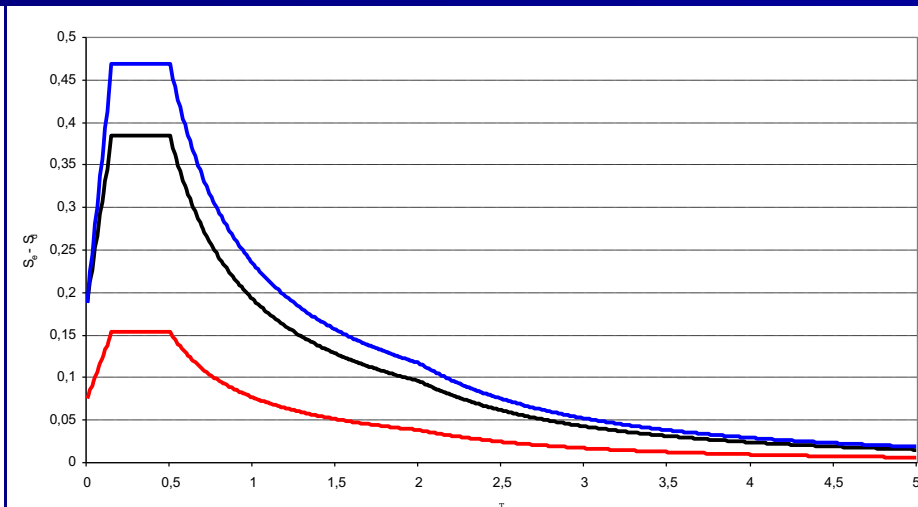
Considerando uno smorzamento equivalente pari a 10% si ottiene: $\eta = 0,82$

Si hanno i seguenti spettri di progetto:

SPETTRO DI PROGETTO SLU

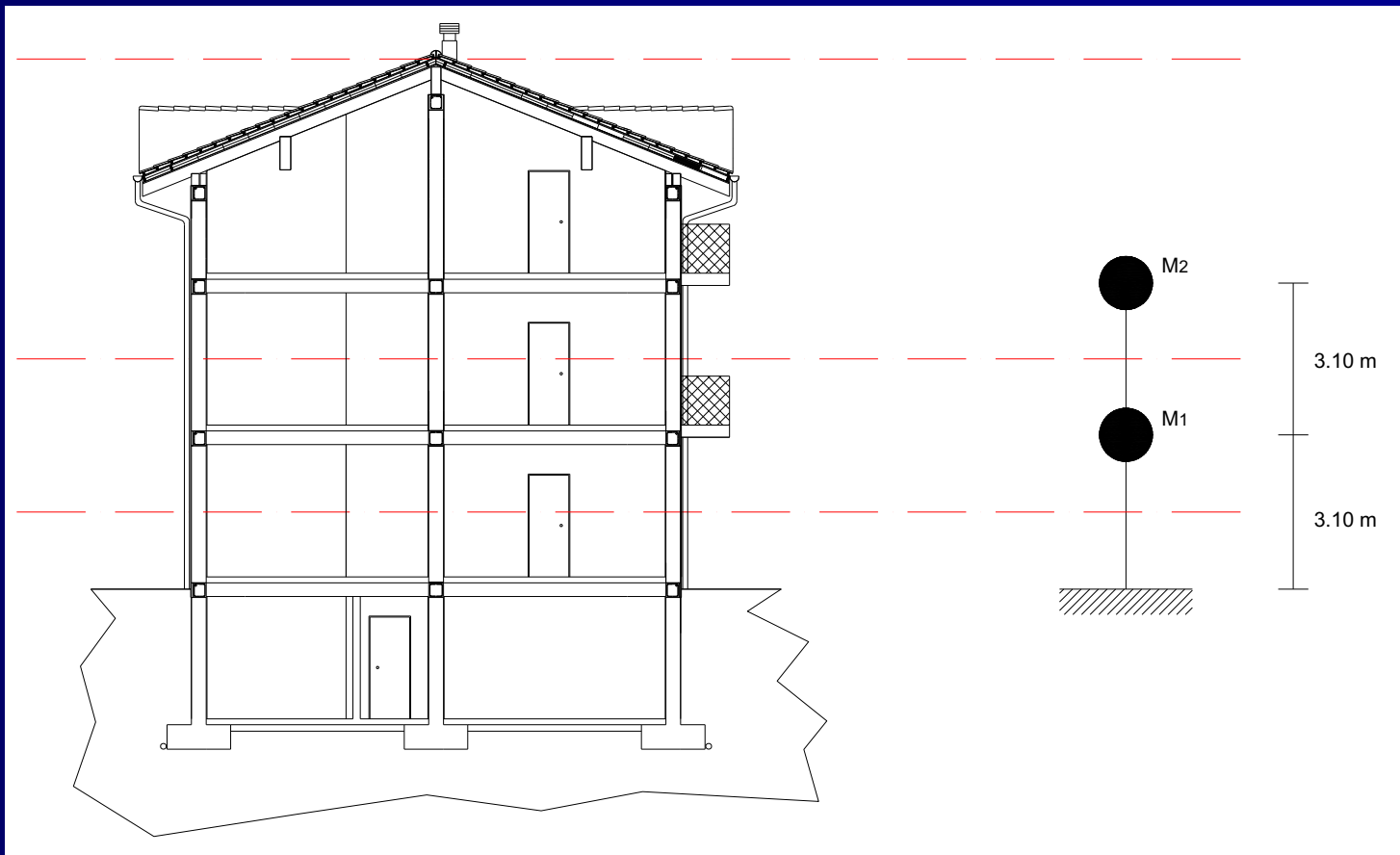


SPETTRO DI PROGETTO SLD



Analisi sismica: masse sismiche (1/2)

Si considera la seguente schematizzazione:



Analisi sismica: masse sismiche (2/2)

Si ha:

MASSA M_1		
Carichi permanenti:		
Solaio tipo		1070 kN
Muratura		1250 kN
Carichi variabili:		
Scale e balconi	$(\psi_{Ei} = 0,5 \cdot 0,8 = 0,40)$	50 kN
Abitazione	$(\psi_{Ei} = 0,5 \cdot 0,3 = 0,15)$	60 kN
Massa sismica:		2430 kN
MASSA M_2		
Carichi permanenti:		
Solaio tipo		1070 kN
Muratura		1250 kN
Copertura		300 kN
Carichi variabili:		
Scale e balconi	$(\psi_{Ei} = 0,5 \cdot 0,8 = 0,40)$	50 kN
Abitazione	$(\psi_{Ei} = 0,5 \cdot 0,3 = 0,15)$	60 kN
Neve	$(\psi_{Ei} = 1,0 \cdot 0,2 = 0,2)$	120 kN
Massa sismica:		2850 kN

Analisi sismica: regolarità (1/3)

Un edificio è *regolare in pianta* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità; **OK**
- b) il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è inferiore a 4; **OK**
- c) almeno una dimensione di eventuali rientri o sporgenze non supera il 25% della dimensione totale dell'edificio nella corrispondente direzione; **OK**
- d) I solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti. **OK**

NB: I diaframmi orizzontali devono essere in grado di trasmettere le forze tra i diversi sistemi resistenti a sviluppo verticale. Quando tale verifica sia necessaria si considereranno agenti sui diaframmi le forze ottenute dall'analisi, aumentate del 30%. *I solai potranno essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidità, se 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 di solaio in acciaio o in legno.* Nel caso di altre soluzioni costruttive l'ipotesi di infinita rigidità dovrà essere valutata e giustificata dal progettista.

Analisi sismica: regolarità (2/3)

Un edificio è *regolare in altezza* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

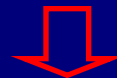
- e) tutti i sistemi resistenti verticali dell'edificio (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio; **OK**
- f) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla cima dell'edificio (le variazioni di massa da un piano all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si abbassa da un piano al sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%) **OK**
- g) il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo nelle strutture intelaiate progettate in Classe di Duttività Bassa non è significativamente diverso per piani diversi...
- h) eventuali restringimenti della sezione orizzontale dell'edificio avvengono in modo graduale da un piano al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni piano il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo piano, né il 20% della dimensione corrispondente al piano immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo piano di edifici di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento. **OK**

Analisi sismica: regolarità (3/3)

Elementi strutturali secondari

Alcuni elementi strutturali dell'edificio possono venire definiti "secondari". *Sia la rigidezza che la resistenza di tali elementi viene ignorata nell'analisi della risposta.* Tali elementi tuttavia devono essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all'azione sismica di progetto mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali, pertanto i particolari costruttivi definiti per gli elementi strutturali si applicano limitatamente al soddisfacimento di tale requisito.

La scelta degli elementi da considerare secondari può essere cambiata a seguito di analisi preliminari, ma in *nessun caso tale scelta può determinare il passaggio da struttura "irregolare" a struttura "regolare"*.



La regolarità di una struttura deve essere ottenuta mediante un processo che inizia fin dalle prime fasi della progettazione... può essere comunque realizzata ad esempio mediante l'introduzione di giunti sismici... **NON** può di certo essere realizzata definendo come secondari elementi che tali non possono essere definiti (elementi in grado di influenzare rigidezza, resistenza e comportamento della struttura)

Analisi sismica: analisi statica lineare (1/3)

4.5.1 Aspetti generali

Si distinguono quattro metodi di analisi, che possono essere utilizzati secondo le limitazioni indicate per ciascuno di essi:

- a) *statica lineare*
- b) *dinamica modale*
- c) *statica non lineare*
- d) *dinamica non lineare*

4.5.2 Analisi statica lineare

L'analisi statica lineare, salvo quando altrimenti specificato, può essere effettuata per costruzioni regolari in altezza (con esclusione del punto g), a condizione che il primo periodo di vibrazione, nella direzione in esame, della struttura (T_1) non superi $2,5 T_C$.

Per edifici che non superino i 40 m di altezza, in assenza di calcoli più dettagliati, T_1 può essere stimato utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 H^{3/4} \quad \Rightarrow \quad T_1 = 0,05 \cdot 8,50^{3/4} = 0,25 \text{ sec} < 2,5 T_C = 1,25 \text{ s}$$

Dove H è l'altezza dell'edificio, in metri, dal piano di fondazione e C_1 vale 0,085 per edifici con struttura a telaio in acciaio, 0,075 per edifici con struttura a telaio in calcestruzzo e 0,050 per edifici con qualsiasi altro tipo di struttura.

Analisi sismica: analisi statica lineare (2/3)

L'analisi statica 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 dalla formula seguente:

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

dove la forza alla base dell'edificio vale:

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

dove:

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
λ	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. Nel caso particolare della muratura si deve
porre sempre pari a	1,0 per edifici irregolari in altezza (punto 8.1.5.2)
g	è l'accelerazione di gravità.

Analisi sismica: analisi statica lineare (3/3)

La forza alla base dell'edificio vale:

$$F_{h,SLU} = S_{d,SLU}(T_1) W \lambda / g = 687,50 \text{ kN}$$

$$F_{h,SLD} = S_{d,SLD}(T_1) W \lambda / g = 811,80 \text{ kN}$$

dove:

$$S_{d,SLU}(T_1) = 0,13 \text{ g}$$

$$S_{d,SLD}(T_1) = 0,15 \text{ g}$$

$$W = 5280 \text{ kN}$$

$$\lambda = 1$$

La forza da applicare a ciascun piano vale:

PIANO	z	W	zW	F _{SLU}	F _{SLD}
	[m]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]
1	3,1	2430	7533	205,49	242,64
2	6,2	2850	17670	482,01	569,16
			25203	687,50	811,80

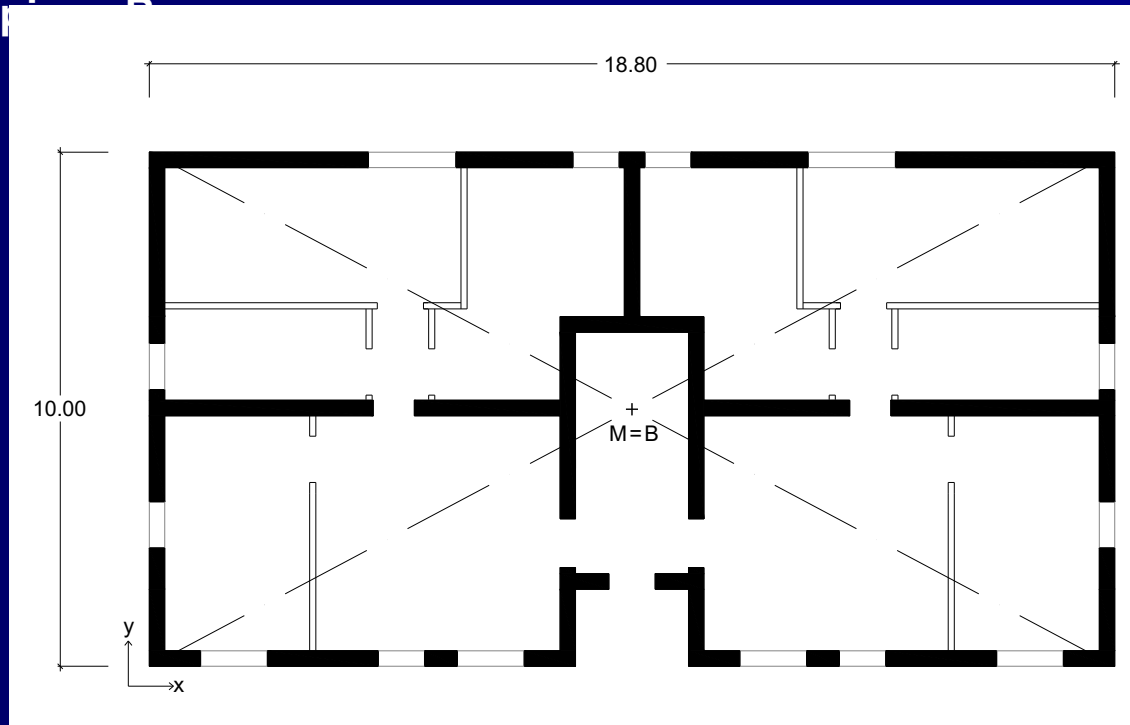
BARICENTRO DELLE MASSE

Il baricentro delle masse si calcola considerando:

$$x_M = \frac{\sum W_i \cdot x_i}{\sum W_i}$$

$$y_M = \frac{\sum W_i \cdot y_i}{\sum W_i}$$

Si assume per semplicità che il baricentro delle masse M coincida con il baricentro geometrico di p...



BARICENTRO DELLE RIGIDENZE

Il baricentro delle rigidzze si calcola considerando:

$$x_K = \frac{\sum K_{i,y} \cdot x_i}{\sum K_{i,y}}$$

$$y_K = \frac{\sum K_{i,x} \cdot y_i}{\sum K_{i,x}}$$

Per quanto riguarda il valo

$$K = \frac{GA}{1.2h} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{1.2} \frac{G}{E} \left(\frac{h}{b}\right)^2}$$

$$\alpha = \begin{cases} 1.0 \text{ per comportamento "incastro - pattino"} \\ 4.0 \text{ per comportamento "a mensola"} \end{cases}$$

$$h = \begin{cases} h \text{ di interpiano per comportamento "incastro - pattino"} \\ h \text{ della mensola per comportamento "a mensola"} \end{cases}$$

In mancanza di determinazione sperimentale, potranno assumersi nei calcoli i seguenti valori:

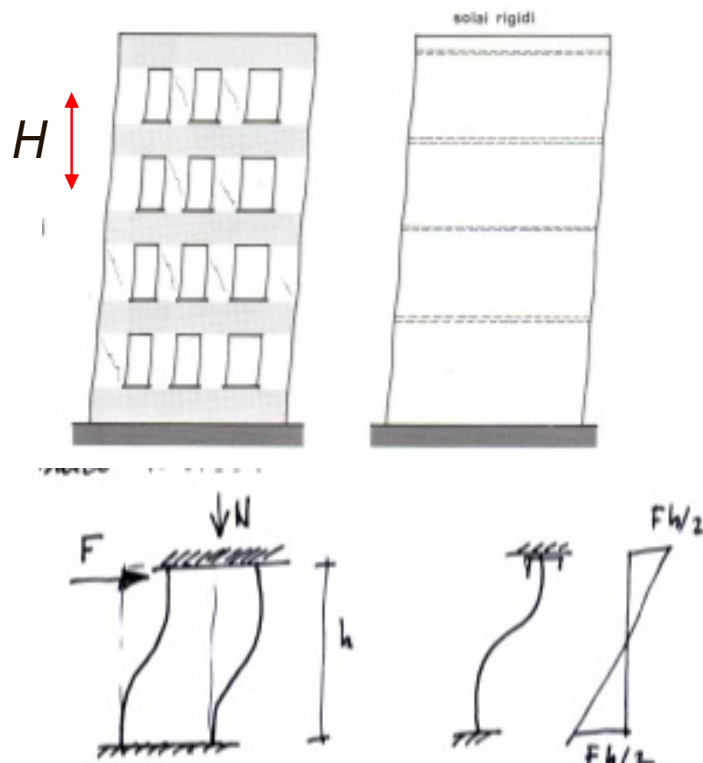
$$E = 1000 f_k = 5300 \text{ MPa}$$

$$G = 0,4 E = 2120 \text{ MPa}$$

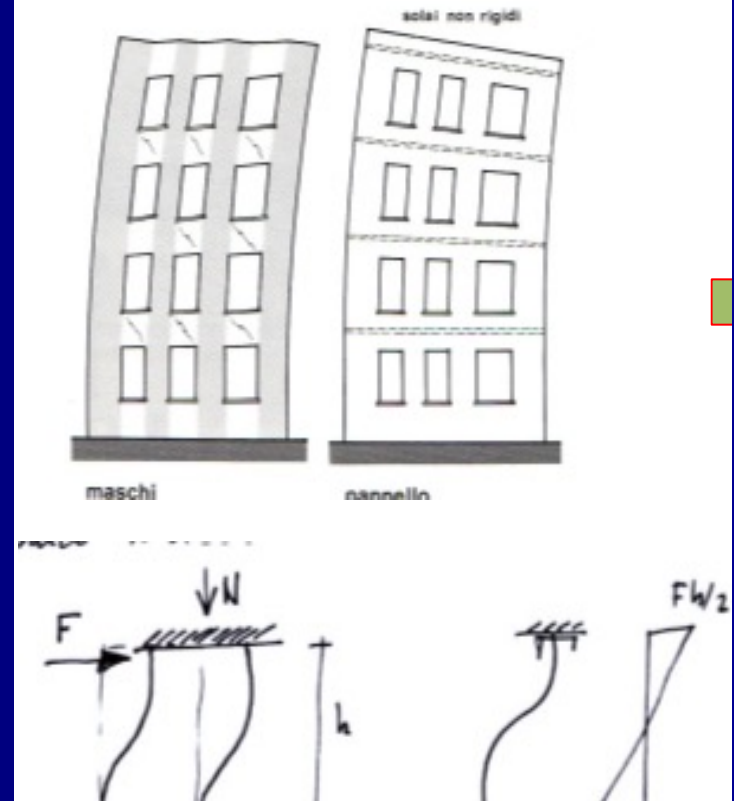
BARICENTRO DELLE RIGIDEZZE

Si hanno 2 possibili schematizzazioni limite:

IPOSTESI DI FASCE DI PIANO FORTI



IPOSTESI DI FASCE DI PIANO DEBOLI



BARICENTRO DELLE RIGIDENZE

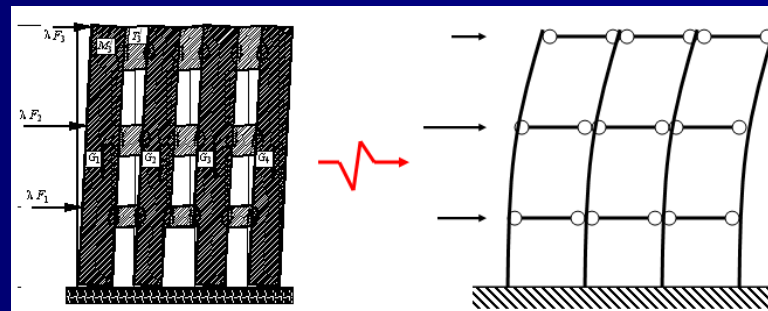
Analisi statica lineare

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

I solai potranno essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidzza, se realizzati in latero-cemento con soletta in c.a di almeno 40 mm, oppure con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali di solaio in acciaio o in legno.

In tal caso, il modello potrà essere costituito dai soli elementi murari continui dalle fondazioni alla sommità, collegati ai solai fini traslazionali alle quote dei solai.

→ MODELLO A MENSOLE



BARICENTRO DELLE RIGIDENZE

PARETE	RESISTENZA SISMA	SPESSORE t	LUNGHEZZA b	AREA A	RIGIDEZZA K _x	1/2 RIGIDEZZA K _{x, fess}	(da mezzeria)	
							y	K _{x, fess} y
		[mm]	[mm]	[mm ²]	[kN/m]	[kN/m]	[mm]	[kN]
X1	OK	380	1000	380000	15678	7839	-4850	-38018
X2	OK	380	2160	820800	124860	62430	-4850	-302785
X3	NO	---	---	---	---	---	---	---
X4	OK	380	1000	380000	15678	7839	-4850	-38018
X5	NO	---	---	---	---	---	---	---
X6	NO	---	---	---	---	---	---	---
X7	OK	380	1000	380000	15678	7839	-4850	-38018
X8	NO	---	---	---	---	---	---	---
X9	OK	380	2160	820800	124860	62430	-4850	-302785
X10	OK	380	1000	380000	15678	7839	-4850	-38018
X11	OK	380	4360	1656800	564022	282011	0	0
X12	OK	380	3140	1193200	295704	147852	0	0
X13	OK	380	2800	1064000	230176	115088	1650	189895
X14	OK	380	3140	1193200	295704	147852	0	0
X15	OK	380	4360	1656800	564022	282011	0	0
X16	OK	380	4270	1622600	543064	271532	4850	1316931
X17	OK	380	2280	866400	142504	71252	4850	345571
X18	OK	380	500	190000	2072	1036	4850	5025
X19	OK	380	2280	866400	142504	71252	4850	345571
X20	OK	380	4270	1622600	543064	271532	4850	1316931
				15093600	3635266	1817633		2762282

BARICENTRO DELLE RIGIDENZE

PARETE	RESISTENZA SISMA	SPESSORE	LUNGHEZZA	AREA	RIGIDEZZA	1/2 RIGIDEZZA	(da mezzeria)	
		t	b	A	K_Y	$K_{Y, fess}$	x	$K_{Y, fess} \cdot x$
		[mm]	[mm]	[mm ²]	[kN/m]	[kN/m]	[mm]	[kN]
Y1	OK	380	2300	874000	145546	72773	-9250	-673152
Y2	OK	380	2180	828400	127726	63863	-9250	-590733
Y3	OK	380	3720	1413600	418292	209146	-9250	-1934602
Y4	OK	380	1920	729600	92897	46449	-1250	-58061
Y5	OK	380	3930	1493400	465167	232584	-1250	-290730
Y6	OK	380	3500	1330000	370460	185230	0	0
Y7	OK	380	3930	1493400	465167	232584	1250	290730
Y8	OK	380	1920	729600	92897	46449	1250	58061
Y9	OK	380	3720	1413600	418292	209146	9250	1934602
Y10	OK	380	2180	828400	127726	63863	9250	590733
Y11	OK	380	2300	874000	145546	72773	9250	673152
				12008000	2869719	1434860		0

PIANO TERRA

h = 3100 mm

$x_R =$	0	mm
$y_R =$	1520	mm

BARICENTRO DELLE RIGIDENZE

PARETE	RESISTENZA	SPESSORE	LUNGHEZZA	AREA	RIGIDEZZA	1/2 RIGIDEZZA	(da mezzeria)	
	SISMA	t	b	A	K _x	K _{x, fess}	y	K _{x, fess y}
		[mm]	[mm]	[mm ²]	[kN/m]	[kN/m]	[mm]	[kN]
X1	OK	380	1000	380000	2072	1036	-4850	-5025
X2	OK	380	2160	820800	19514	9757	-4850	-47322
X3	NO	---	---	---	---	---	---	---
X4	OK	380	1000	380000	2072	1036	-4850	-5025
X5	NO	---	---	---	---	---	---	---
X6	NO	---	---	---	---	---	---	---
X7	OK	380	1000	380000	2072	1036	-4850	-5025
X8	NO	---	---	---	---	---	---	---
X9	OK	380	2160	820800	19514	9757	-4850	-47322
X10	OK	380	1000	380000	2072	1036	-4850	-5025
X11	OK	380	4360	1656800	127726	63863	0	0
X12	OK	380	3140	1193200	54853	27427	0	0
X13	OK	380	2800	1064000	40224	20112	1650	33185
X14	OK	380	3140	1193200	54853	27427	0	0
X15	OK	380	4360	1656800	127726	63863	0	0
X16	OK	380	4270	1622600	121320	60660	4850	294200
X17	OK	380	2280	866400	22734	11367	4850	55130
X18	OK	380	500	190000	263	131	4850	637
X19	OK	380	2280	866400	22734	11367	4850	55130
X20	OK	380	4270	1622600	121320	60660	4850	294200
				15093600	741069	370535		617738

BARICENTRO DELLE RIGIDENZE

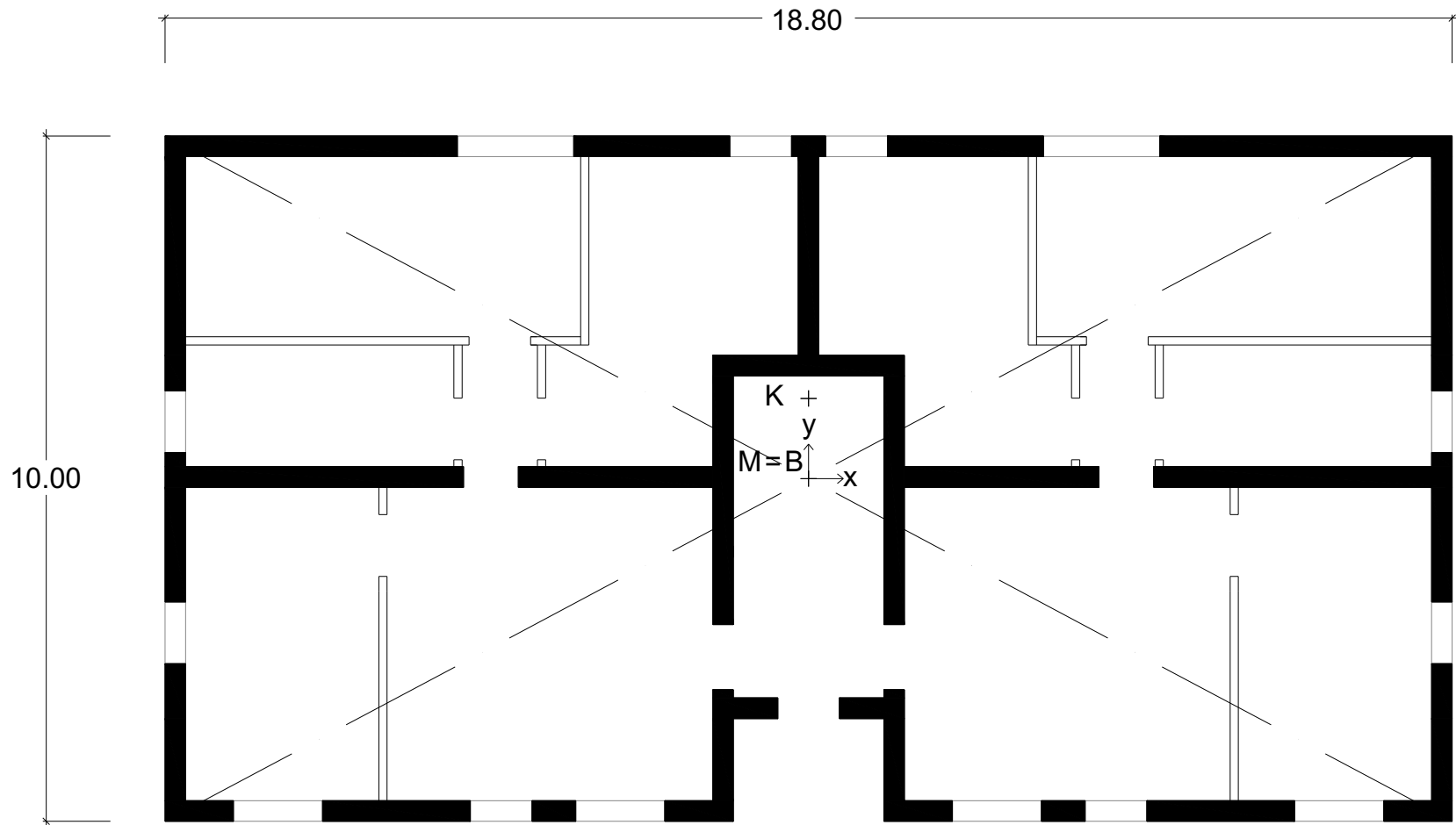
PARETE	RESISTENZA SISMA	SPESSORE	LUNGHEZZA	AREA	RIGIDEZZA	1/2 RIGIDEZZA	(da mezzeria)	
		t	b	A	K_Y	$K_{Y, fess}$	x	$K_{Y, fess} \cdot x$
		[mm]	[mm]	[mm ²]	[kN/m]	[kN/m]	[mm]	[kN]
Y1	OK	380	2300	874000	23300	11650	-9250	-107761
Y2	OK	380	2180	828400	20030	10015	-9250	-92639
Y3	OK	380	3720	1413600	85635	42817	-9250	-396060
Y4	OK	380	1920	729600	13950	6975	-1250	-8719
Y5	OK	380	3930	1493400	98539	49270	-1250	-61587
Y6	OK	380	3500	1330000	73106	36553	0	0
Y7	OK	380	3930	1493400	98539	49270	1250	61587
Y8	OK	380	1920	729600	13950	6975	1250	8719
Y9	OK	380	3720	1413600	85635	42817	9250	396060
Y10	OK	380	2180	828400	20030	10015	9250	92639
Y11	OK	380	2300	874000	23300	11650	9250	107761
				12008000	556013	278007		0

PRIMO PIANO

h = 6200 mm

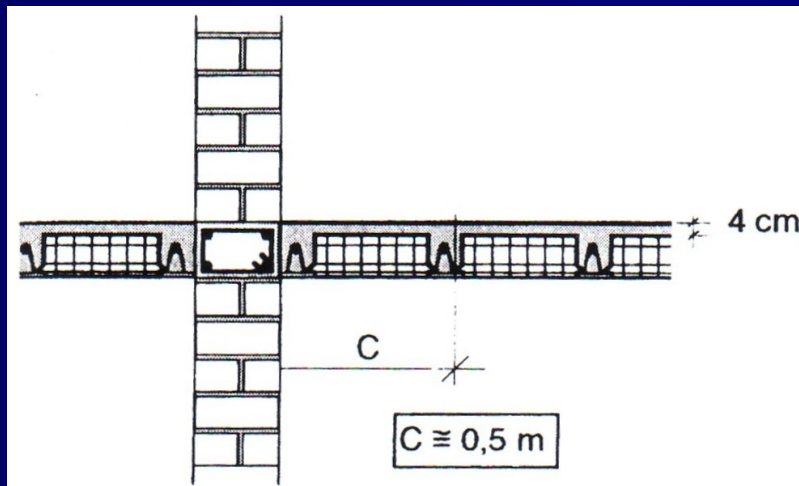
$x_R =$	0	mm
$y_R =$	1667	mm

BARICENTRO DELLE RIGIDEZZE



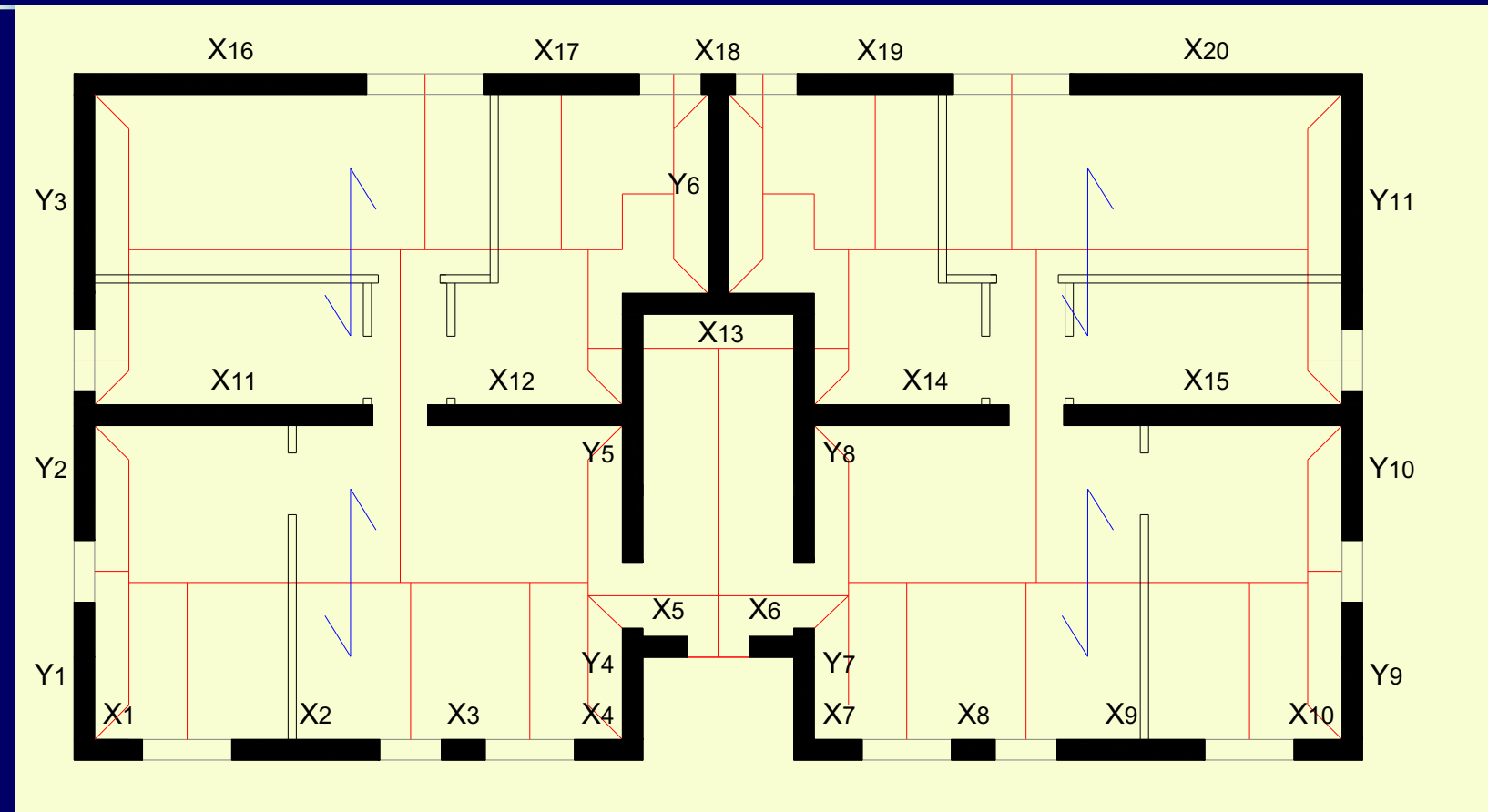
ANALISI SISMICA: AZIONI ASSIALI

Nella stima delle azioni assiali agenti sugli elementi si tiene conto della capacità del solaio di comportarsi a “piastra”: si considera una parte del carico (fascia di 50 cm) trasmessa al muro parallelo all’orditura:



ANALISI SISMICA: AZIONI ASSIALI

Si riporta di seguito lo schema relativo alle aree di influenza dei diversi setti:



ANALISI SISMICA: AZIONI ASSIALI

PRIMO PIANO:

PARETE	RESISTENZA	AREA INFL.	LUNGH. INFL.	SOLAIO	MURATURA	COPERTURA	ABITAZIONE	SCALE	NEVE	AZIONE
	SISMA	A_{infl}	L_{infl}				$y_{2i} = 0,3$	$y_{2i} = 0,8$	$y_{2i} = 0,2$	N
		[m ²]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
X1	OK	2,28	1,20	13,14	19,80	3,30	1,37	0,00	1,02	38,63
X2	OK	8,20	2,59	47,29	42,77	11,88	4,92	0,00	3,69	110,54
X3	NO	4,38	0,77	25,26	12,67	6,35	2,63	0,00	1,97	48,88
X4	OK	2,27	1,20	13,07	19,80	3,29	1,36	0,00	1,02	38,54
X5	NO	1,10	0,84	6,35	13,86	1,60	0,66	3,52	0,50	26,48
X6	NO	1,10	0,84	6,35	13,86	1,60	0,66	3,52	0,50	26,48
X7	OK	2,27	1,20	13,07	19,80	3,29	1,36	0,00	1,02	38,54
X8	NO	4,38	0,77	25,26	12,67	6,35	2,63	0,00	1,97	48,88
X9	OK	8,20	2,59	47,29	42,77	11,88	4,92	0,00	3,69	110,54
X10	OK	2,28	1,20	13,14	19,80	3,30	1,37	0,00	1,02	38,63
X11	OK	21,59	5,23	124,59	86,33	31,31	12,96	0,00	9,72	264,90
X12	OK	15,07	3,77	86,95	62,17	21,85	9,04	0,00	6,78	186,80
X13	OK	6,60	3,36	38,08	55,44	9,57	3,96	21,12	2,97	131,14
X14	OK	15,07	3,77	86,95	62,17	21,85	9,04	0,00	6,78	186,80
X15	OK	21,59	5,23	124,59	86,33	31,31	12,96	0,00	9,72	264,90
X16	OK	10,89	5,12	62,84	84,55	15,79	6,53	0,00	4,90	174,61
X17	OK	8,36	2,74	48,24	45,14	12,12	5,02	0,00	3,76	114,28
X18	OK	0,28	0,60	1,59	9,90	0,40	0,17	0,00	0,12	12,17
X19	OK	8,36	2,74	48,24	45,14	12,12	5,02	0,00	3,76	114,28
X20	OK	10,89	5,12	62,84	84,55	15,79	6,53	0,00	4,90	174,61

ANALISI SISMICA: AZIONI ASSIALI

PRIMO PIANO:

PARETE	RESISTENZ A	AREA INFL.	LUNGH. INFL.	SOLAIO	MURATURA	COPERTUR A	ABITAZION E	SCALE	NEVE	AZIONE
	SISMA	A_{infl}	L_{infl}				$y_{2i} = 0,3$	$y_{2i} = 0,8$	$y_{2i} = 0,2$	N
		[m ²]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
Y1	OK	1,21	2,76	6,98	45,54	1,75	0,73	0,00	0,54	55,55
Y2	OK	1,32	2,62	7,62	43,16	1,91	0,79	0,00	0,59	54,08
Y3	OK	2,09	4,46	12,06	73,66	3,03	1,25	0,00	0,94	90,94
Y4	OK	0,88	2,30	5,08	38,02	1,28	0,53	0,00	0,40	45,29
Y5	OK	7,48	4,72	43,16	77,81	10,85	4,49	23,94	3,37	163,61
Y6	OK	3,63	4,20	20,95	69,30	5,26	2,18	0,00	1,63	99,32
Y7	OK	0,88	4,72	5,08	77,81	1,28	0,53	0,00	0,40	85,09
Y8	OK	7,48	2,30	43,16	38,02	10,85	4,49	23,94	3,37	123,81
Y9	OK	1,21	4,46	6,98	73,66	1,75	0,73	0,00	0,54	83,66
Y10	OK	1,32	2,62	7,62	43,16	1,91	0,79	0,00	0,59	54,08
Y11	OK	2,09	2,76	12,06	45,54	3,03	1,25	0,00	0,94	62,82

ANALISI SISMICA: AZIONI ASSIALI

PIANO TERRA:

PARETE	RESISTENZ A	AREA INFL.	LUNGH. INFL.	SOLAIO	MURATUR A	COPERTUR A	ABITAZION E	SCALE	NEVE	AZIONE
	SISMA	A_{infl}	L_{infl}				$y_{2i} = 0,3$	$y_{2i} = 0,8$	$y_{2i} = 0,2$	N
		[m ²]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
X1	OK	2,28	1,20	13,14	19,80	0,00	0,68	0,00	0,00	72,25
X2	OK	8,20	2,59	47,29	42,77	0,00	2,46	0,00	0,00	203,05
X3	NO	4,38	0,77	25,26	12,67	0,00	1,31	0,00	0,00	88,12
X4	OK	2,27	1,20	13,07	19,80	0,00	0,68	0,00	0,00	72,09
X5	NO	1,10	0,84	6,35	13,86	0,00	0,33	1,76	0,00	48,77
X6	NO	1,10	0,84	6,35	13,86	0,00	0,33	1,76	0,00	48,77
X7	OK	2,27	1,20	13,07	19,80	0,00	0,68	0,00	0,00	72,09
X8	NO	4,38	0,77	25,26	12,67	0,00	1,31	0,00	0,00	88,12
X9	OK	8,20	2,59	47,29	42,77	0,00	2,46	0,00	0,00	203,05
X10	OK	2,28	1,20	13,14	19,80	0,00	0,68	0,00	0,00	72,25
X11	OK	21,59	5,23	124,59	86,33	0,00	6,48	0,00	0,00	482,30
X12	OK	15,07	3,77	86,95	62,17	0,00	4,52	0,00	0,00	340,45
X13	OK	6,60	3,36	38,08	55,44	0,00	1,98	10,56	0,00	237,20
X14	OK	15,07	3,77	86,95	62,17	0,00	4,52	0,00	0,00	340,45
X15	OK	21,59	5,23	124,59	86,33	0,00	6,48	0,00	0,00	482,30
X16	OK	10,89	5,12	62,84	84,55	0,00	3,27	0,00	0,00	325,25
X17	OK	8,36	2,74	48,24	45,14	0,00	2,51	0,00	0,00	210,17
X18	OK	0,28	0,60	1,59	9,90	0,00	0,08	0,00	0,00	23,74
X19	OK	8,36	2,74	48,24	45,14	0,00	2,51	0,00	0,00	210,17
X20	OK	10,89	5,12	62,84	84,55	0,00	3,27	0,00	0,00	325,25

ANALISI SISMICA: AZIONI ASSIALI

PIANO TERRA:

PARETE	RESISTENZA	AREA INFL.	LUNGH. INFL.	SOLAIO	MURATUR A	COPERTUR A	ABITAZION E	SCALE	NEVE	AZIONE
	SISMA	A_{infl}	L_{infl}				$y_{2i} = 0,3$	$y_{2i} = 0,8$	$y_{2i} = 0,2$	N
		[m ²]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
Y1	OK	1,21	2,76	6,98	45,54	0,00	0,36	0,00	0,00	108,43
Y2	OK	1,32	2,62	7,62	43,16	0,00	0,40	0,00	0,00	105,26
Y3	OK	2,09	4,46	12,06	73,66	0,00	0,63	0,00	0,00	177,28
Y4	OK	0,88	2,30	5,08	38,02	0,00	0,26	0,00	0,00	88,65
Y5	OK	7,48	4,72	43,16	77,81	0,00	2,24	11,97	0,00	298,80
Y6	OK	3,63	4,20	20,95	69,30	0,00	1,09	0,00	0,00	190,65
Y7	OK	0,88	4,72	5,08	77,81	0,00	0,26	0,00	0,00	168,25
Y8	OK	7,48	2,30	43,16	38,02	0,00	2,24	11,97	0,00	219,20
Y9	OK	1,21	4,46	6,98	73,66	0,00	0,36	0,00	0,00	164,66
Y10	OK	1,32	2,62	7,62	43,16	0,00	0,40	0,00	0,00	105,26
Y11	OK	2,09	2,76	12,06	45,54	0,00	0,63	0,00	0,00	121,05

ANALISI SISMICA: MODELLAZIONE

Modellazione della struttura

Il modello della struttura su cui verrà effettuata l'analisi dovrà rappresentare in modo adeguato la distribuzione di massa e rigidità effettiva considerando, laddove appropriato (come da indicazioni specifiche per ogni tipo strutturale), il contributo degli elementi non strutturali.

In generale il modello della struttura sarà costituito da elementi resistenti piani a telaio o a parete connessi da diaframmi orizzontali. Se i diaframmi orizzontali, tenendo conto delle aperture in essi presenti, sono sufficientemente rigidi, i gradi di libertà dell'edificio possono essere ridotti a tre per piano, concentrando masse e momenti di inerzia al centro di gravità di ciascun piano.

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.

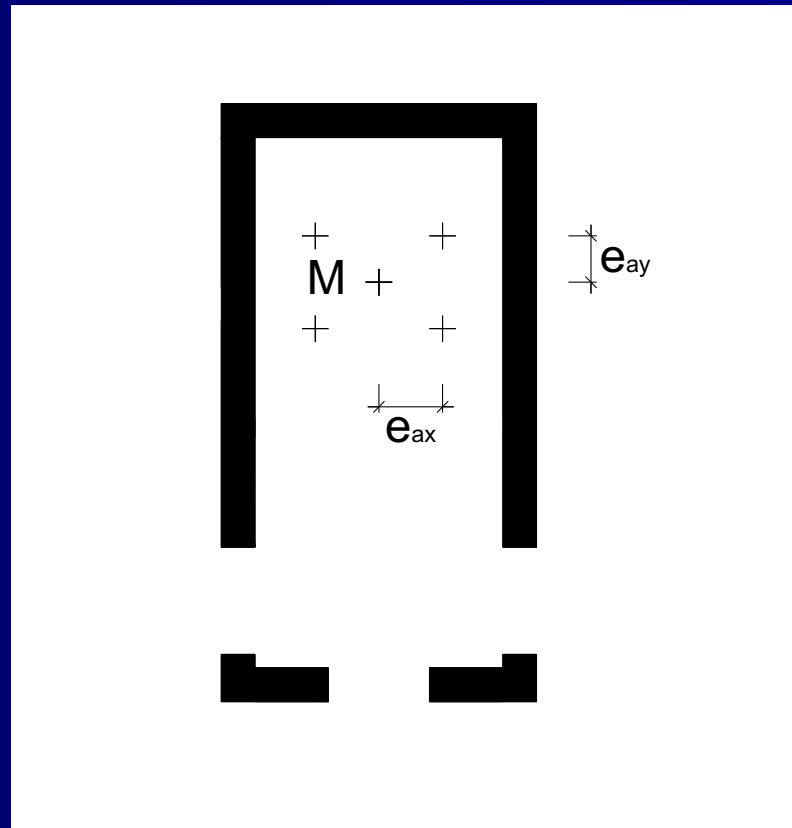
La rigidità degli elementi può essere riferita a condizioni fessurate.

ANALISI SISMICA: MODELLAZIONE

Si ha quindi:

$$e_{ax} = 5\% L_x = 5\% 18,80 \text{ m} = 0,94 \text{ m}$$

$$e_{ay} = 5\% L_y = 5\% 10,00 \text{ m} = 0,50 \text{ m}$$



ANALISI SISMICA: MODELLAZIONE

Combinazione delle componenti dell' azione sismica

Le componenti orizzontali e verticali dell' azione sismica saranno in generale considerate come agenti simultaneamente.

Nel caso di analisi lineari (statica e modale) i valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente potranno essere combinati sommando, ai massimi ottenuti per l' azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l' azione applicata nell' altra direzione.

[...]

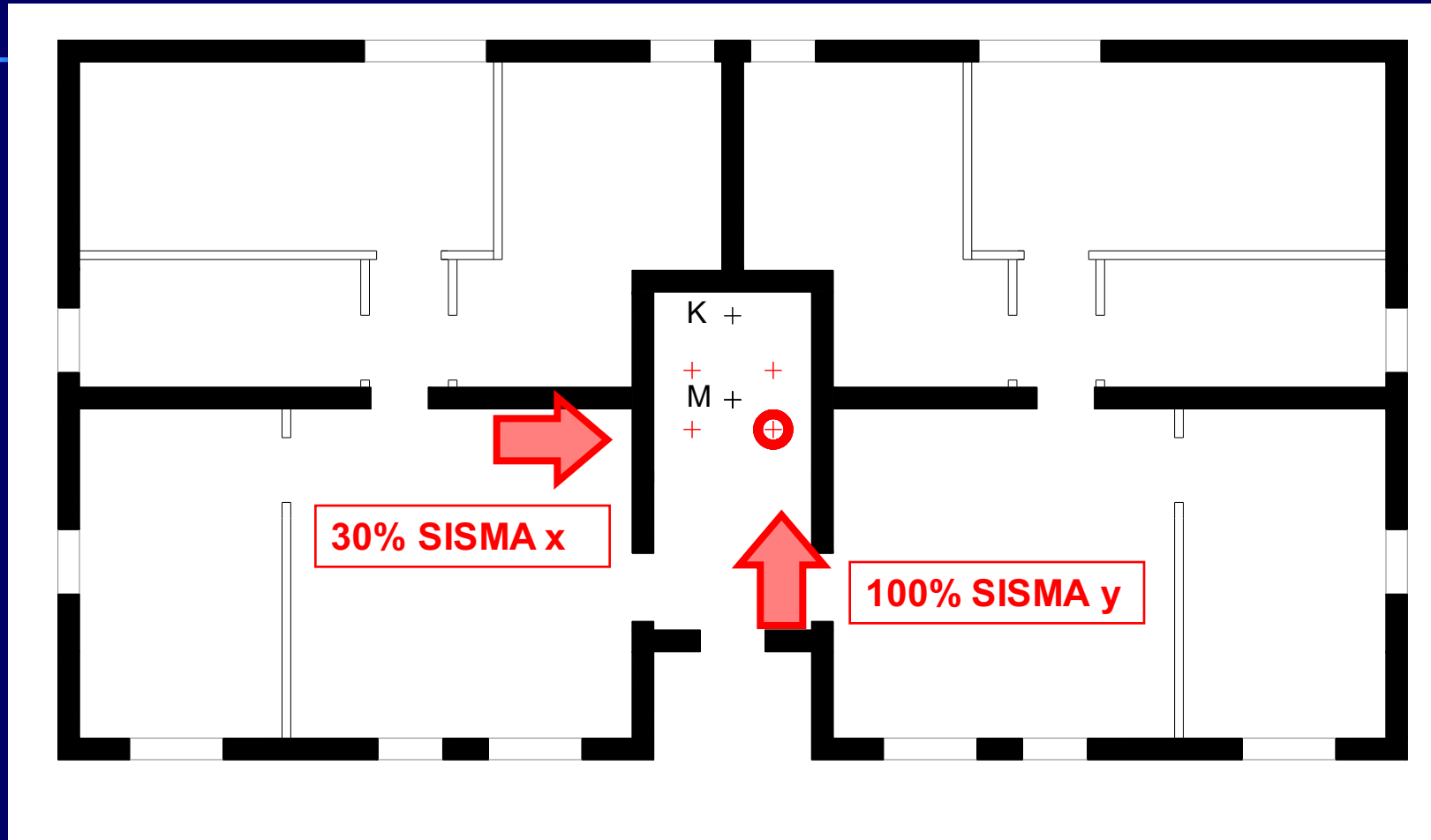
L' azione sismica verticale dovrà essere obbligatoriamente considerata nei casi seguenti: presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, di elementi principali precompressi, di elementi a mensola, di strutture di tipo spingente, di pilastri in falso, edifici con piani sospesi. L' analisi sotto azione sismica verticale potrà essere limitata a modelli parziali comprendenti gli elementi indicati. In ogni caso il modello, parziale o globale, dovrà prendere correttamente in conto la presenza di masse eccitabili in direzione verticale.

ANALISI SISMICA: MODELLAZIONE

Nel caso in esame la combinazione più gravosa per l'edificio prevede:

100% SISMA y

30% SISMA x



ANALISI SISMICA: DISTRIBUZIONE DELLE AZIONI

Si ripartiscono le azioni sui diversi setti in base alle rigidezze:

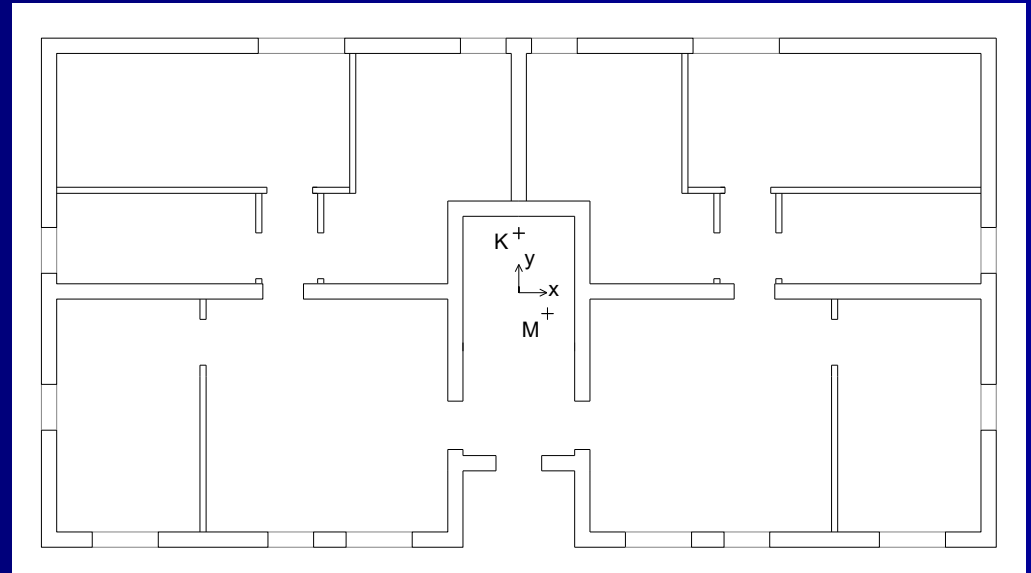
$$K_{x,tot} = \sum_i K_{xi}$$

$$K_{y,tot} = \sum_i K_{yi}$$

$$K_{\theta,tot} = \sum_i K_{xi} \cdot (y_i - y_R)^2 + \sum_i K_{yi} \cdot (x_i - x_R)^2$$

$$V_{ix} = \frac{K_{xi}}{K_{x,tot}} \cdot V_{tot,x} - \frac{K_{xi} \cdot (y_i - y_R)}{K_{\theta,tot}} \cdot M_{tot}$$

$$V_{iy} = \frac{K_{yi}}{K_{y,tot}} \cdot V_{tot,y} + \frac{K_{yi} \cdot (x_i - x_R)}{K_{\theta,tot}} \cdot M_{tot}$$



ANALISI SISMICA: VERIFICHE DI SICUREZZA

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 dovrà risultare maggiore dell'azione agente per ciascuna delle seguenti modalità di collasso:

- pressoflessione nel piano della parete
- taglio nel piano della parete
- pressoflessione fuori piano

ANALISI SISMICA: PRESSOFLESSIONE NEL PIANO

PIANO TERRA:

PARETE	RESISTENZA	SPESSORE	LUNGHEZZA	AREA	AZIONE	TENSIONE	AZIONE	RESISTENZA	
	SISMA	t	l	A	N	σ_0	M_{sd}	M_u	
		[mm]	[mm]	[mm ²]	[N]	[MPa]	[Nm]	[Nm]	
X1	OK	380	1000	380000	72252	0,19	6241	33077	OK
X2	OK	380	2160	820800	203052	0,25	56631	195212	OK
X3	NO	---	---	---	88125	---	---	---	
X4	OK	380	1000	380000	72094	0,19	6241	33011	OK
X5	NO	---	---	---	48774	---	---	---	
X6	NO	---	---	---	48774	---	---	---	
X7	OK	380	1000	380000	72094	0,19	6241	33011	OK
X8	NO	---	---	---	88125	---	---	---	
X9	OK	380	2160	820800	203052	0,25	56631	195212	OK
X10	OK	380	1000	380000	72252	0,19	6241	33077	OK
X11	OK	380	4360	1656800	482300	0,29	225400	915533	OK
X12	OK	380	3140	1193200	340448	0,29	100138	466798	OK
X13	OK	380	2800	1064000	237204	0,22	60684	299218	OK
X14	OK	380	3140	1193200	340448	0,29	100138	466798	OK
X15	OK	380	4360	1656800	482300	0,29	225400	915533	OK
X16	OK	380	4270	1622600	325255	0,20	98912	632621	OK
X17	OK	380	2280	866400	210170	0,24	19798	213792	OK
X18	OK	380	500	190000	23744	0,12	242	5607	OK
X19	OK	380	2280	866400	210170	0,24	19798	213792	OK
X20	OK	380	4270	1622600	325255	0,20	98912	632621	OK

ANALISI SISMICA: PRESSOFLESSIONE NEL PIANO

PIANO TERRA:

PARETE	RESISTENZA	SPESSORE	LUNGHEZZA	AREA	AZIONE	TENSIONE	AZIONE	RESISTENZA	
	SISMA	t	l	A	N	s_0	M_{sd}	M_u	
		[mm]	[mm]	[mm ²]	[N]	[MPa]	[Nm]	[Nm]	
Y1	OK	380	2300	874000	108431	0,12	112710	117828	OK
Y2	OK	380	2180	828400	105257	0,13	97316	108258	OK
Y3	OK	380	3720	1413600	177283	0,13	395350	311386	NO
Y4	OK	380	1920	729600	88651	0,12	91924	80514	NO
Y5	OK	380	3930	1493400	298795	0,20	608486	534981	NO
Y6	OK	380	3500	1330000	190654	0,14	475167	312412	NO
Y7	OK	380	1920	729600	88651	0,12	99272	80514	NO
Y8	OK	380	3930	1493400	298795	0,20	657291	534981	NO
Y9	OK	380	2300	874000	108431	0,12	202369	117828	NO
Y10	OK	380	2180	828400	105257	0,13	174705	108258	NO
Y11	OK	380	3720	1413600	177283	0,13	710895	311386	NO

ANALISI SISMICA: PRESSOFLESSIONE NEL PIANO

PRIMO PIANO:

PARETE	RESISTENZA	SPESSORE	LUNGHEZZA	AREA	AZIONE	TENSIONE	AZIONE	RESISTENZA	
	SISMA	t	l	A	N	σ_0	M_{sd}	M_u	
		[mm]	[mm]	[mm ²]	[N]	[MPa]	[Nm]	[Nm]	
X1	OK	380	1000	380000	38631	0,10	2385	18444	OK
X2	OK	380	2160	820800	110541	0,13	22457	112246	OK
X3	NO	---	---	---	48878	---	---	---	
X4	OK	380	1000	380000	38540	0,10	2385	18402	OK
X5	NO	---	---	---	26477	---	---	---	
X6	NO	---	---	---	26477	---	---	---	
X7	OK	380	1000	380000	38540	0,10	2385	18402	OK
X8	NO	---	---	---	48878	---	---	---	
X9	OK	380	2160	820800	110541	0,13	22457	112246	OK
X10	OK	380	1000	380000	38631	0,10	2385	18444	OK
X11	OK	380	4360	1656800	264902	0,16	95097	536495	OK
X12	OK	380	3140	1193200	186801	0,16	40841	272894	OK
X13	OK	380	2800	1064000	131142	0,12	24389	173553	OK
X14	OK	380	3140	1193200	186801	0,16	40841	272894	OK
X15	OK	380	4360	1656800	264902	0,16	95097	536495	OK
X16	OK	380	4270	1622600	174606	0,11	41042	354975	OK
X17	OK	380	2280	866400	114281	0,13	7691	122652	OK
X18	OK	380	500	190000	12174	0,06	89	2957	OK
X19	OK	380	2280	866400	114281	0,13	7691	122652	OK
X20	OK	380	4270	1622600	174606	0,11	41042	354975	OK

ANALISI SISMICA: PRESSOFLESSIONE NEL PIANO

PRIMO PIANO:

PARETE	RESISTENZ A	SPESSORE	LUNGHEZZA	AREA	AZIONE	TENSIONE	AZIONE	RESISTENZ A	
	SISMA	t	l	A	N	s_0	M_{sd}	M_u	
		[mm]	[mm]	[mm ²]	[N]	[MPa]	[Nm]	[Nm]	
Y1	OK	380	2300	874000	55547	0,06	44563	62076	OK
Y2	OK	380	2180	828400	54080	0,07	38310	57239	OK
Y3	OK	380	3720	1413600	90940	0,06	163785	164318	OK
Y4	OK	380	1920	729600	45294	0,06	36028	42283	OK
Y5	OK	380	3930	1493400	163610	0,11	254498	305856	OK
Y6	OK	380	3500	1330000	99320	0,07	196466	168048	NO
Y7	OK	380	1920	729600	45294	0,06	38949	42283	OK
Y8	OK	380	3930	1493400	163610	0,11	275133	305856	OK
Y9	OK	380	2300	874000	55547	0,06	80668	62076	NO
Y10	OK	380	2180	828400	54080	0,07	69349	57239	NO
Y11	OK	380	3720	1413600	90940	0,06	296485	164318	NO

ANALISI SISMICA: TAGLIO

PARETE	RESISTENZA	SPESSORE	LUNGHEZZA	L COMPRESA	AZIONE	ECCENTRICITA'	TENSIONE	TENSIONE	AZIONE	RESISTENZA	
	SISMA	t	l	l'	N	e	σ_n	f_{vd}	V_{sd}	V_t	
		[mm]	[mm]	[mm]	[N]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[N]	[N]	
X1	OK	380	1000	1000	72252	86	0,19	0,14	1244	52450	OK
X2	OK	380	2160	2160	203052	279	0,25	0,15	11024	122690	OK
X3	NO	---	---	---	88125	---	---	---	---	---	
X4	OK	380	1000	1000	72094	87	0,19	0,14	1244	52419	OK
X5	NO	---	---	---	48774	---	---	---	---	---	
X6	NO	---	---	---	48774	---	---	---	---	---	
X7	OK	380	1000	1000	72094	87	0,19	0,14	1244	52419	OK
X8	NO	---	---	---	88125	---	---	---	---	---	
X9	OK	380	2160	2160	203052	279	0,25	0,15	11024	122690	OK
X10	OK	380	1000	1000	72252	86	0,19	0,14	1244	52450	OK
X11	OK	380	4360	4360	482300	467	0,29	0,16	42033	262140	OK
X12	OK	380	3140	3140	340448	294	0,29	0,16	19128	187410	OK
X13	OK	380	2800	2800	237204	256	0,22	0,14	11708	153841	OK
X14	OK	380	3140	3140	340448	294	0,29	0,16	19128	187410	OK
X15	OK	380	4360	4360	482300	467	0,29	0,16	42033	262140	OK
X16	OK	380	4270	4270	325255	304	0,20	0,14	18668	227311	OK
X17	OK	380	2280	2280	210170	94	0,24	0,15	3905	128674	OK
X18	OK	380	500	500	23744	10	0,12	0,12	49	23749	OK
X19	OK	380	2280	2280	210170	94	0,24	0,15	3905	128674	OK
X20	OK	380	4270	4270	325255	304	0,20	0,14	18668	227311	OK

ANALISI SISMICA: TAGLIO

PIANO TERRA:

PARETE	RESISTENZA	SPESSORE	LUNGHEZZA	L COMPRESSA	AZIONE	ECCENTRIC ITA'	TENSIONE	TENSIONE	AZIONE	RESISTENZA	
	SISMA	t	l	l'	N	e	s _n	f _{vd}	V _{sd}	V _t	
		[mm]	[mm]	[mm]	[N]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[N]	[N]	
Y1	OK	380	2300	332	108431	1039	0,86	0,27	21983	34288	OK
Y2	OK	380	2180	496	105257	925	0,56	0,21	19034	39912	OK
Y3	OK	380	3720	0	177283	2230	---	0,00	74698	0	NO
Y4	OK	380	1920	0	88651	1037	---	0,00	18031	0	NO
Y5	OK	380	3930	0	298795	2036	---	0,00	114189	0	NO
Y6	OK	380	3500	0	190654	2492	---	0,00	89903	0	NO
Y7	OK	380	1920	0	88651	1120	---	0,00	19459	0	NO
Y8	OK	380	3930	0	298795	2200	---	0,00	123277	0	NO
Y9	OK	380	2300	0	108431	1866	---	0,00	39258	0	NO
Y10	OK	380	2180	0	105257	1660	---	0,00	33986	0	NO
Y11	OK	380	3720	0	177283	4010	---	0,00	133681	0	NO

ANALISI SISMICA: TAGLIO

PRIMO PIANO:

PARETE	RESISTENZA	SPESSORE	LUNGHEZZA	L COMPRESA	AZIONE	ECCENTRICITA'	TENSIONE	TENSIONE	AZIONE	RESISTENZA	
	SISMA	t	l	l'	N	e	s_n	f_{vd}	V_{sd}	V_t	
		[mm]	[mm]	[mm]	[N]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[N]	[N]	
X1	OK	380	1000	1000	38631	62	0,10	0,12	769	45726	OK
X2	OK	380	2160	2160	110541	203	0,13	0,13	7244	104188	OK
X3	NO	---	---	---	48878	---	---	---	---	---	
X4	OK	380	1000	1000	38540	62	0,10	0,12	769	45708	OK
X5	NO	---	---	---	26477	---	---	---	---	---	
X6	NO	---	---	---	26477	---	---	---	---	---	
X7	OK	380	1000	1000	38540	62	0,10	0,12	769	45708	OK
X8	NO	---	---	---	48878	---	---	---	---	---	
X9	OK	380	2160	2160	110541	203	0,13	0,13	7244	104188	OK
X10	OK	380	1000	1000	38631	62	0,10	0,12	769	45726	OK
X11	OK	380	4360	4360	264902	359	0,16	0,13	30677	218660	OK
X12	OK	380	3140	3140	186801	219	0,16	0,13	13174	156680	OK
X13	OK	380	2800	2800	131142	186	0,12	0,12	7867	132628	OK
X14	OK	380	3140	3140	186801	219	0,16	0,13	13174	156680	OK
X15	OK	380	4360	4360	264902	359	0,16	0,13	30677	218660	OK
X16	OK	380	4270	4270	174606	235	0,11	0,12	13239	197181	OK
X17	OK	380	2280	2280	114281	67	0,13	0,13	2481	109496	OK
X18	OK	380	500	500	12174	7	0,06	0,11	29	21435	OK
X19	OK	380	2280	2280	114281	67	0,13	0,13	2481	109496	OK
X20	OK	380	4270	4270	174606	235	0,11	0,12	13239	197181	OK

ANALISI SISMICA: TAGLIO

PRIMO PIANO:

PARETE	RESISTENZA	SPESSORE	LUNGHEZZA	L COMPRESA	AZIONE	ECCENTRICITA'	TENSIONE	TENSIONE	AZIONE	RESISTENZA	
	SISMA	t	l	l'	N	e	s_n	f_{vd}	V_{sd}	V_t	
		[mm]	[mm]	[mm]	[N]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[N]	[N]	
Y1	OK	380	2300	1043	55547	802	0,14	0,13	14375	50752	OK
Y2	OK	380	2180	1145	54080	708	0,12	0,12	12358	54320	OK
Y3	OK	380	3720	177	90940	1801	1,35	0,37	52834	24912	NO
Y4	OK	380	1920	494	45294	795	0,24	0,15	11622	27820	OK
Y5	OK	380	3930	1228	163610	1556	0,35	0,17	82096	79402	NO
Y6	OK	380	3500	0	99320	1978	---	0,00	63376	0	NO
Y7	OK	380	1920	300	45294	860	0,40	0,18	12564	20467	OK
Y8	OK	380	3930	850	163610	1682	0,51	0,20	88753	65025	NO
Y9	OK	380	2300	0	55547	1452	---	0,00	26022	0	NO
Y10	OK	380	2180	0	54080	1282	---	0,00	22370	0	NO
Y11	OK	380	3720	0	90940	3260	---	0,00	95640	0	NO

ESEMPI DI VERIFICA DI UN EDIFICIO IN MURATURA DI DUE PIANI DI NUOVA PROGETTAZIONE:

CONCLUSIONI

È necessaria una revisione in termini meno restrittivi di alcune prescrizioni geometrico/costruttive sia di carattere generale, che relative alla definizione di “edificio semplice”, il punto nodale appare essere la definizione del livello dell’azione sismica di progetto per le analisi lineari, che consenta di soddisfare le verifiche di sicurezza in coerenza con:

- i risultati ottenibili con metodi non lineari
- l’esperienza, relativamente al buon comportamento sismico di edifici semplici e di pochi piani

Riferimenti bibliografici e iconografici

- Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici (D.M.LL.PP.) del 20/11/1987: "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento"
- Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri (O.P.C.M.) n. 3431 del 03/05/2005 che ha modificato ed integrato (O.P.C.M.) n. 3274 del 20/03/2003:
- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (D.M.II.TT.) del 14/01/2008: "Norme tecniche per le costruzioni"
- Eurocodice 6- Progettazione delle strutture di muratura: EN 1996-1-1/2, 1996-2, 1996-3
- L. Boscotrecase, F. Piccarreta, *Edifici in muratura in zona sismica*, Flaccovio: Palermo, 2006.
- I.V. Carbone, A. Fiore, G. Pistone, *Le costruzioni in muratura*, Hoepli: Milano, 2001.
- M. Como, *Statica delle costruzioni storiche in muratura. Archi, volte, cupole, architetture monumentali, edifici sotto carichi verticali e sotto sisma*, Aracne: Roma, 2010.
- A.W. Hendry, P.B. Sinha, S.R. Davies *Progetto di strutture in muratura (II ed.)*, Pitagora: Bologna, 2002.
- F. Iacobelli, *Progetto e verifica delle costruzioni in muratura in zona sismica (IV ed.)*, EPC Libri: Roma, 2006.
- S. Sbacchis, *Elementi strutturali negli edifici in muratura*, Grafill: Palermo, 2001.
- P.G. Toulaitos, *Seismic behaviour of traditionally-built constructions. Repair and Strengthening*. In Petrini V. and Save M., editors, *Protection of the architectural heritage against earthquakes*, pages 57-69, Springer: New York, 1996.