

PRESSOFLESSIONE NEL PIANO

La verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il 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:

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

dove:

M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione

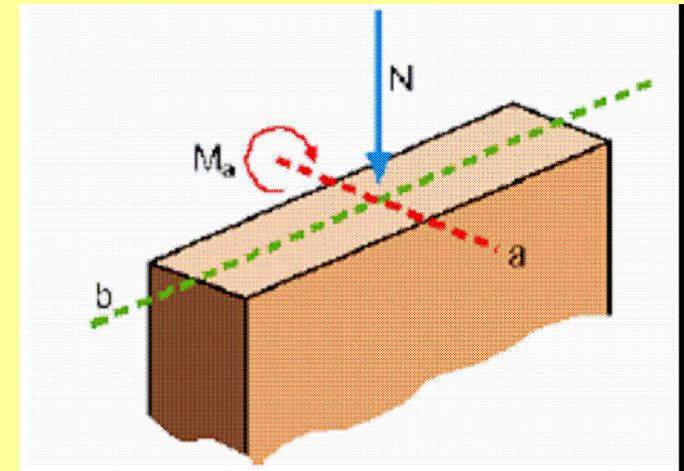
l è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa)

t è lo spessore della zona compressa della parete

σ_o è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ($= P/(lt)$, con P forza assiale agente positiva se di compressione). Se P è di trazione, $M_u = 0$

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

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



TAGLIO

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

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

dove:

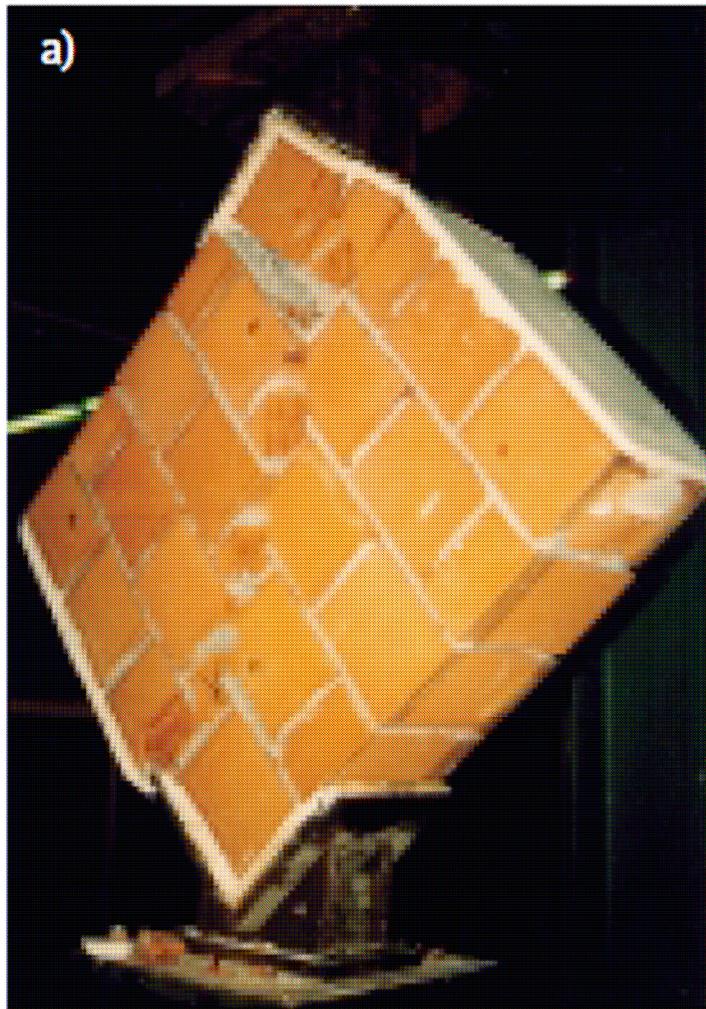
l' è la lunghezza della parte compressa della parete

t è lo spessore della parete

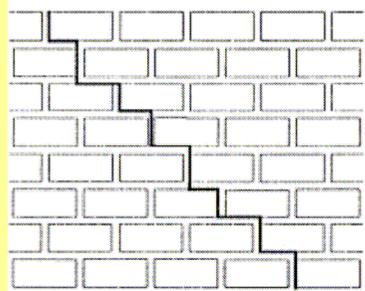
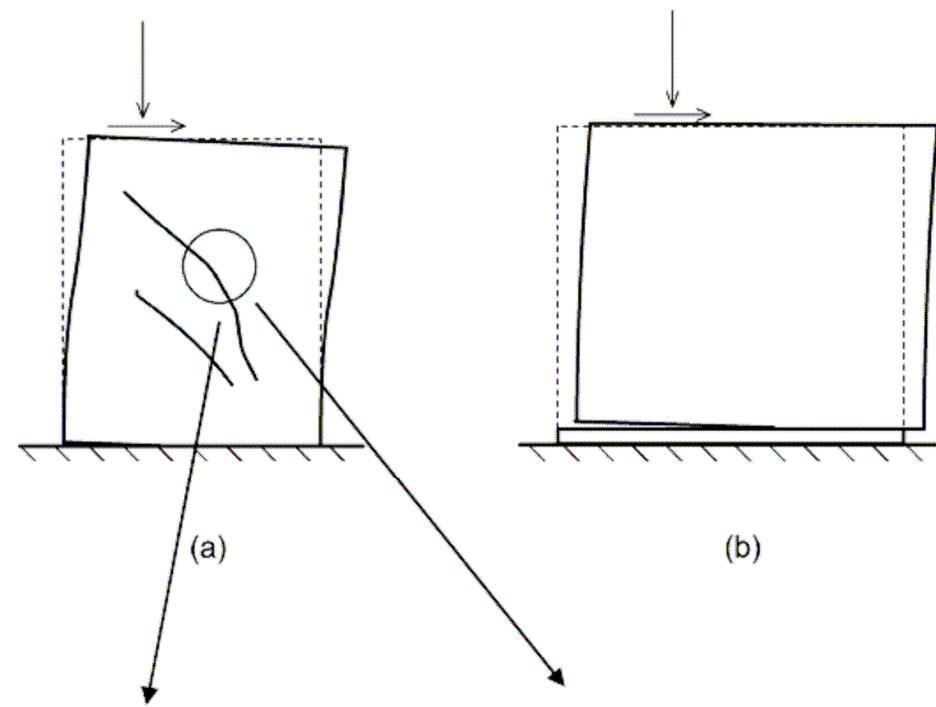
$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$ calcolando la tensione normale media è sulla parte compressa della sezione ($\sigma_n = P / (l't)$).

Il valore di f_{vk} non può comunque essere maggiore di $1,4 f_{bk}$, dove f_{bk} indica la resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione di applicazione della forza, né maggiore di 1,5 MPa.

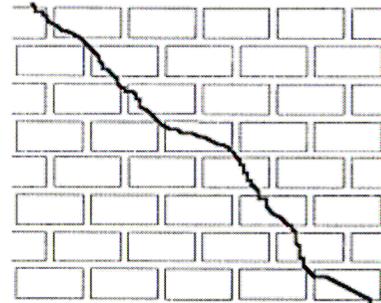
In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a taglio può essere calcolata ponendo $f_{vd} = f_{vm0} + 0,4\sigma_n$ con f_{vm0} resistenza media a taglio della muratura (in assenza di determinazione diretta si può porre $f_{vm0} = f_{vk0}/0,7$), e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,4% dell'altezza del pannello. Il valore di f_{vd} non può comunque essere maggiore di $2,0 f_{bk}$ né maggiore di 2,2 MPa.



8. Prove a compressione diagonale: rottura dei blocchi nel pannello A_s (a); rottura dei giunti nel pannello A_t (b).

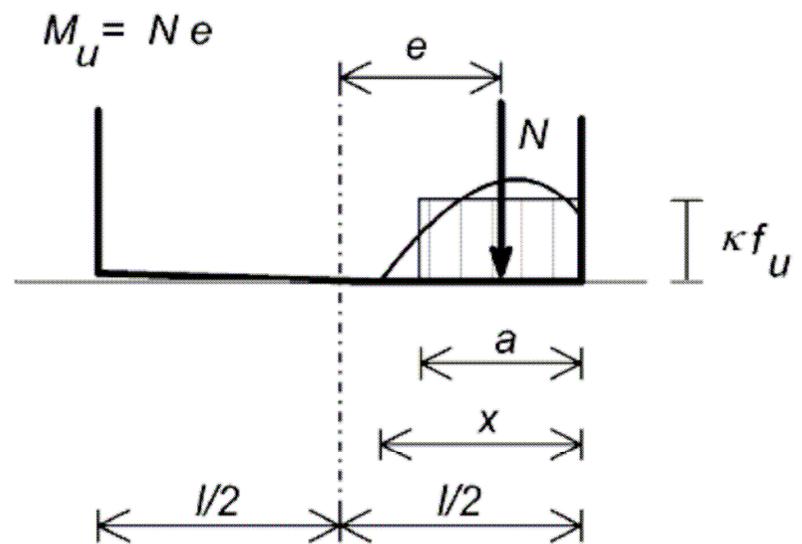
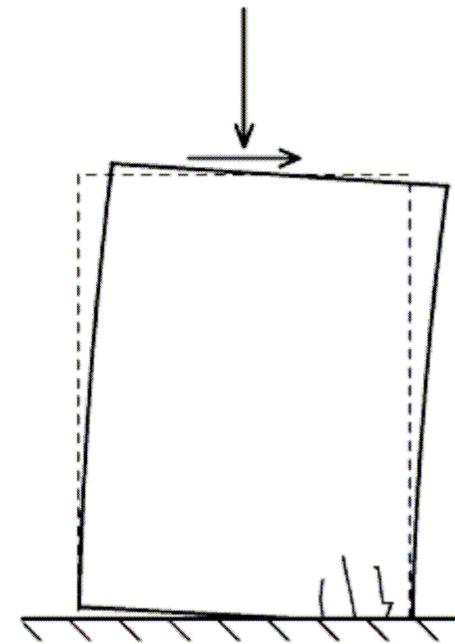


fessurazione
diagonale con
giunti deboli

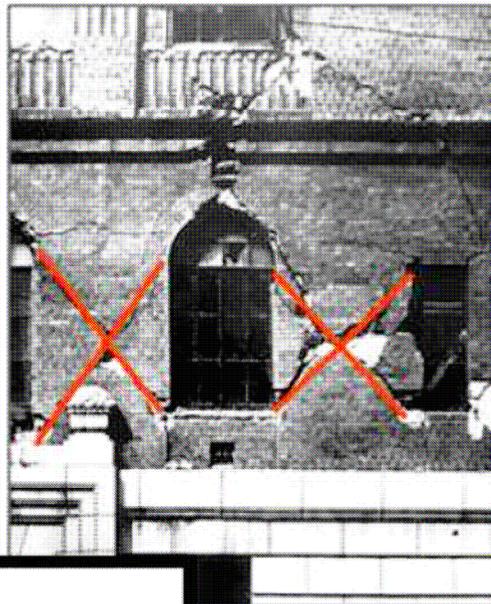


fessurazione
diagonale con
giunti resistenti

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



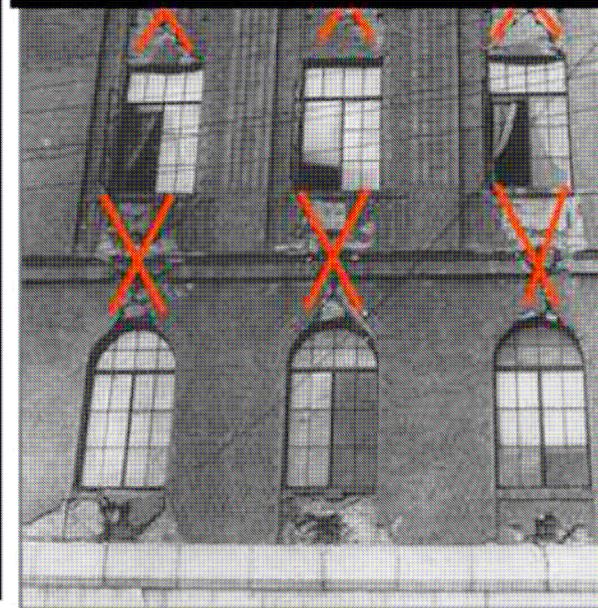
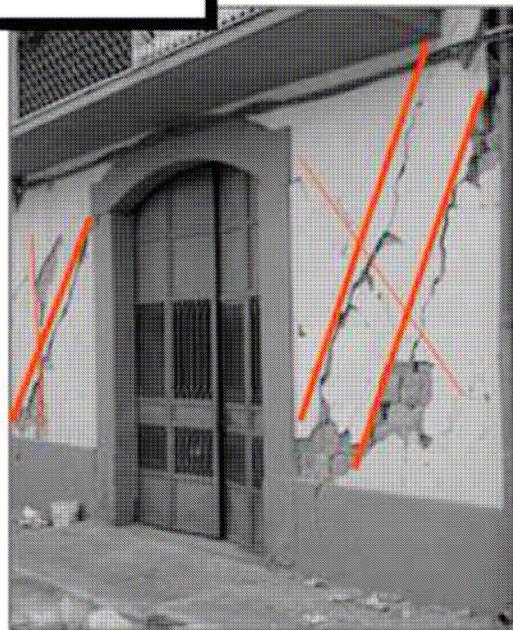
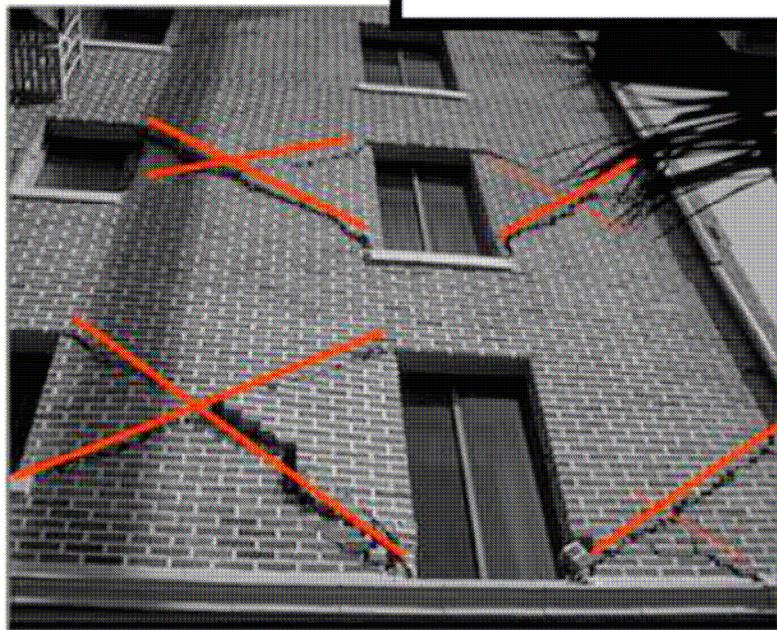
**AZIONI NEL PIANO: ROTTURA (STATO LIMITE ULTIMO)
PER PRESSOFLESSIONE**



MASCHI



FASCE



Lesioni incrociate fra le aperture. Tipica rottura a **TAGLIO** con fasce di interpiano rigide e pareti poco snelle

VERIFICA SISMICA

$$\text{FATTORE DI STRUTTURA } q = q_0 \times K_R$$

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore **pari ad**

1 per costruzioni regolari in altezza

0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Per le **costruzioni regolari in pianta**, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto α_u/α_1 , per esso possono essere adottati i valori indicati nei paragrafi DEL d.m. 2008 per le diverse tipologie costruttive.

Per le **costruzioni non regolari in pianta**, si possono adottare valori di α_u/α_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

La scelta del fattore di struttura deve essere adeguatamente giustificata. Il valore adottato deve dar luogo ad azioni di progetto agli stati limite ultimi coerenti con le azioni di progetto assunte per gli stati limite di esercizio.

Per la componente verticale dell'azione sismica il valore di q utilizzato, a meno di adeguate analisi giustificative, è $q=1,5$ per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è $q = 1$.

Tabella 7.8.I - Valori di q_0 per le diverse tipologie strutturali.

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

I coefficienti α_1 e α_u sono definiti come segue:

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).

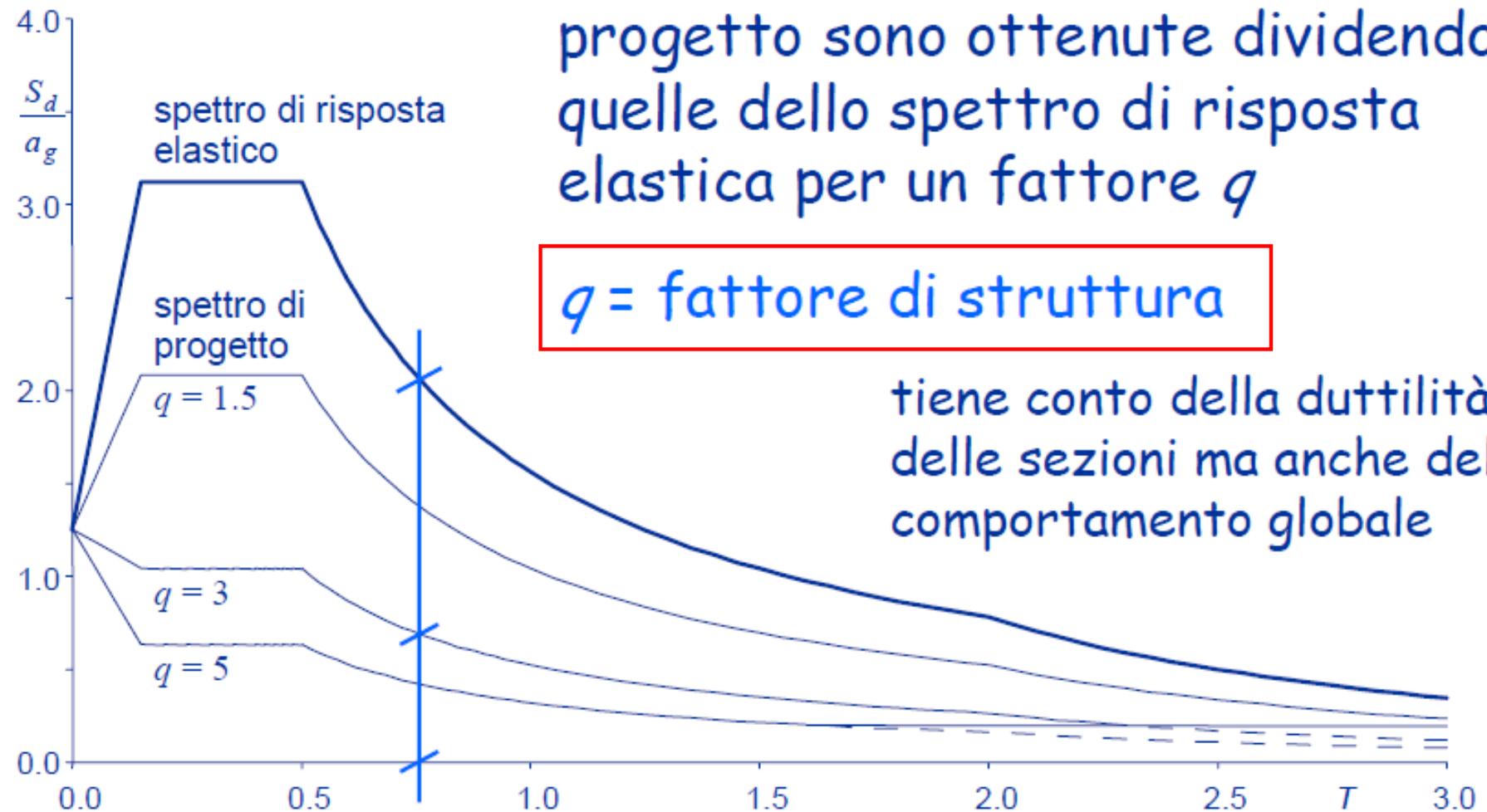
α_u è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente.

Il valore di α_u/α_1 può essere calcolato per mezzo di un'analisi statica non lineare (§ 7.3.4.1) e non può in ogni caso essere assunto superiore a 2,5.

Qualora non si proceda ad una analisi non lineare, possono essere adottati i seguenti valori di α_u/α_1 :

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

Spettri di progetto di normativa



ANALISI STATICA LINEARE

È applicabile nei casi previsti al § 7.3.3.2., anche nel caso di costruzioni irregolari in altezza, purché si ponga $\lambda = 1,0$.

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino i requisiti specifici riportati nei paragrafi successivi, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2,5 T_C$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza, T_1 può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \quad C_1 = 0,050$$

AZIONE SISMICA

Il Dm 2008 definisce l'azione sismica (3.2.3.2.1 e 3.2.3.5 e 7.3.3.2):

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

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

$\lambda = 1,0$ per gli edifici con massimo due piani, condizione per cui è applicabile il POR.

Il valore massimo dell'azione sismica si ha per periodi compresi tra $T_b < T < T_c$

Per $T_b < T < T_c$ si ha $S_d(T) = a_g S \eta F_o$

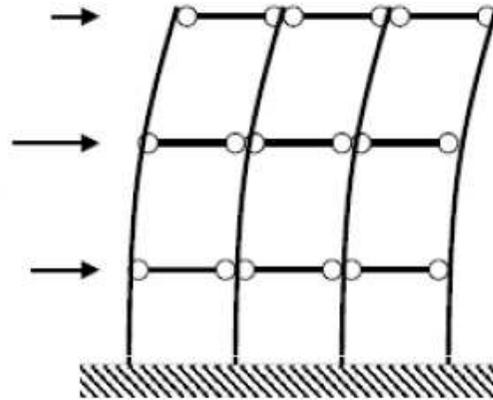
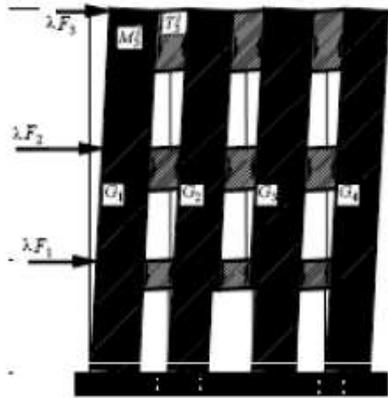
Nel caso di analisi statica non lineare al passo (tra cui rientra il metodo POR) non si può usare il fattore di struttura q ma si deve utilizzare lo spettro elastico (punto C8.7.1.5), pertanto $\eta = 1$.

Il periodo fondamentale T_1 per una struttura in muratura con non più di due piani ($H=7m$) vale:

$$T_1 = C_1 H^{3/4} \quad \text{Con } C_1 = 0,050 \text{ si ottiene } T_1 = 0,22 \text{ s}$$

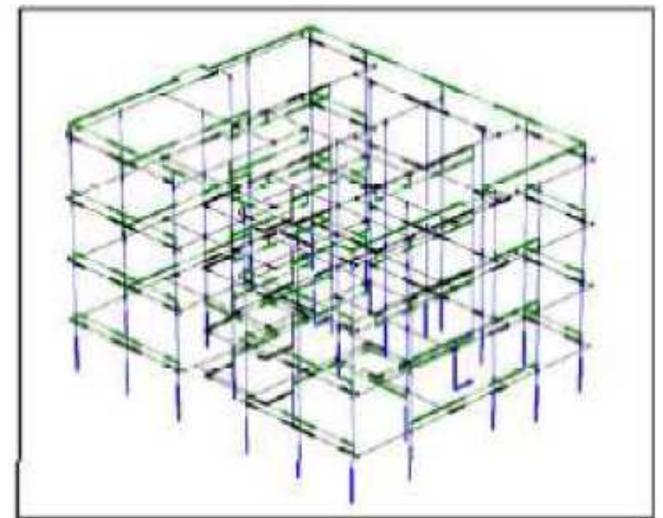
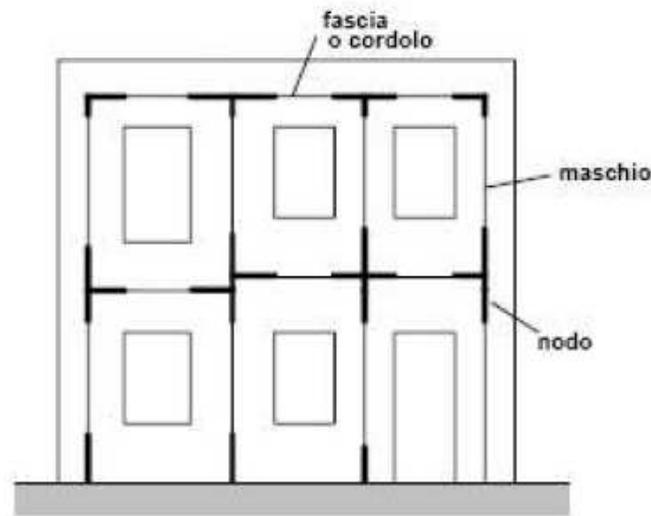
Valore che generalmente è compreso tra T_b e T_c , ossia nel tratto piatto con valori massimi dello spettro SLV. Pertanto l'azione sismica da applicare nelle strutture in muratura è quasi sempre il valore massimo dello spettro elastico: $S_d(T) = a_g S \eta F_o$

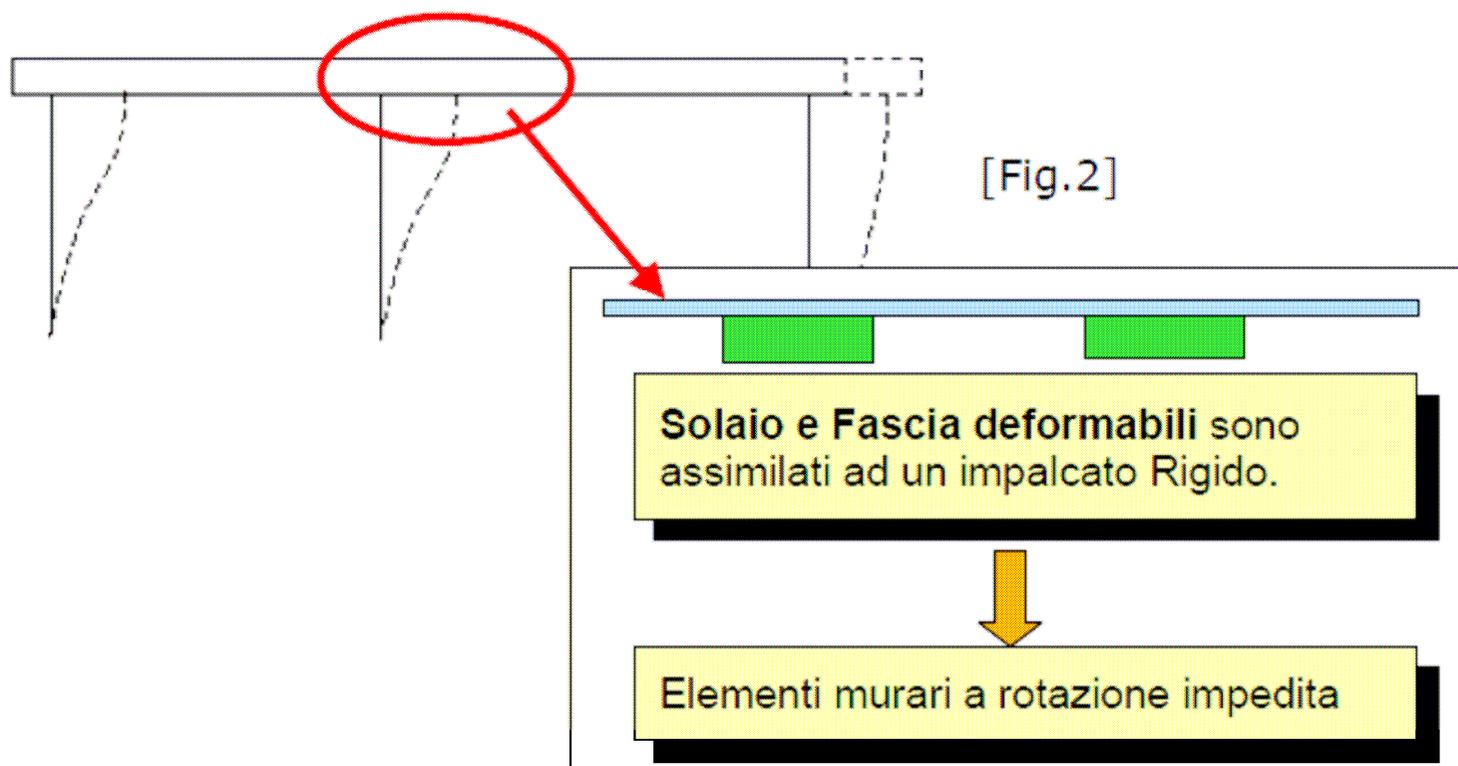
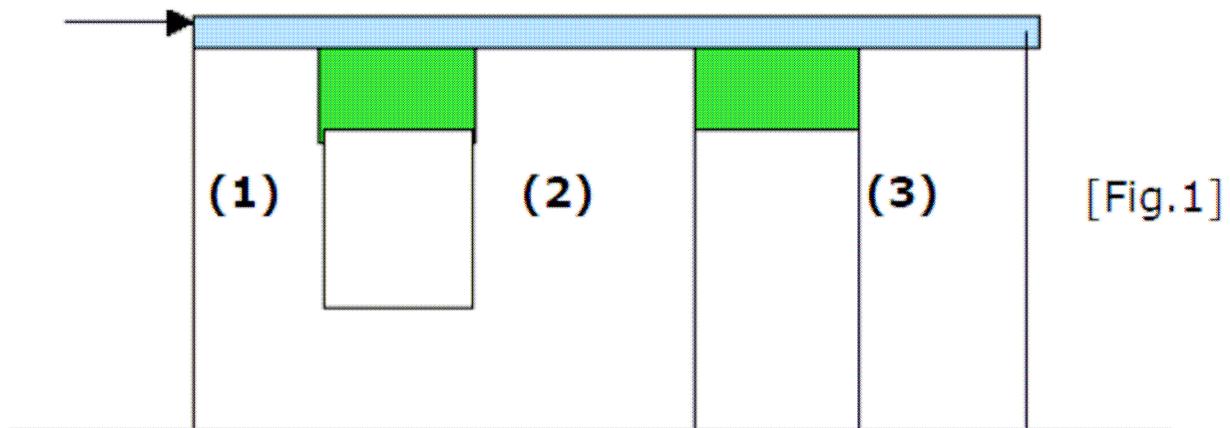
Modelli di calcolo per l'analisi statica lineare



Modelli a mensole

Modelli a telaio equivalente





Le **RIGIDEZZE** degli elementi murari debbono essere calcolate considerando sia il contributo flessionale sia quello tagliante.

$$K = \frac{GA}{1.2h} \frac{1}{1 + \frac{\alpha' G}{1.2 E} \left(\frac{h}{b}\right)^2}$$
$$K = \left(\frac{h^3}{\beta \cdot EJ} + 1.2 \frac{h}{GA} \right)^{-1}$$
$$\alpha' = \begin{cases} 1.0 \text{ per vincolo a "doppio incastro"} \\ 4.0 \text{ per comportamento "a mensola"} \end{cases}$$
$$\beta = \begin{cases} 12 \text{ per vincolo a "doppio incastro"} \\ 3 \text{ per comportamento "a mensola"} \end{cases}$$

L'utilizzo di rigidezze fessurate è da preferirsi; in assenza di valutazioni più accurate le rigidezze fessurate possono essere assunte pari alla metà di quelle non fessurate. 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.

Le verifiche di sicurezza si intendono automaticamente soddisfatte, senza l'effettuazione di alcun calcolo esplicito, per le costruzioni che rientrano nella definizione di **costruzione semplice**

FONDAZIONI

APPROCCIO 1

Resistenza di progetto, $R_d \geq$ Azioni (o effetto delle azioni) di progetto, E_d

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE	(A1) STR	(A2) GEO
		γ_F		
Permanenti (strutturali)	Favorevole	γ_{G1}	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,3	1,0
Permanenti portati ⁽¹⁾ (non strutturali)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti e non variabili nel tempo, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coestione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{c_u}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_V	1,0	1,0

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Resistenza di progetto, $R_d \geq$ Azioni (o effetto delle azioni) di progetto, E_d

Approccio 1:

– Combinazione 1: (A1+M1+R1)

– Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti (strutturali)	Favorevole	γ_{G1}	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,3	1,0
Permanenti portati ⁽¹⁾ (non strutturali)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti e non variabili nel tempo, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_z$	γ_φ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{ud}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Approccio 2

Resistenza di progetto, $R_d \geq$ Azioni (o effetto delle azioni) di progetto, E_d

Approccio 2:

(A1+M1+R3)

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE γ_F	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti (strutturali)	Favorevole	γ_{G1}	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,3	1,0
Permanenti portati ⁽¹⁾ (non strutturali)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti e non variabili nel tempo, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_z$	γ_φ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_z	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

SOLAI

