NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

MODULO 9

- *VERIFICHE IN ZONA SISMICA* -

Relatore: Ing. Federico Carboni

Dottore di Ricerca in "Strutture e Infrastrutture"
presso l'Università Politecnica delle Marche

VERIFICHE ELEMENTI IN C.A.

Fatte salve le fondazioni superficiali, che devono essere progettate per rimanere in campo elastico e per cui quindi non sono necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile, gli elementi strutturali principali in c.a. devono rispondere alle seguenti verifiche sismiche

VERIFICHE DI RESISTENZA

Costruzioni di Classe I: **SLU**

Costruzioni di Classe II: **SLU**

Costruzioni di Classe III: **SLU** e **SLE**

Costruzioni di Classe IV: **SLU** e **SLE**

VERIFICHE DI DUTTILITA'

Tali verifiche si possono ritenere soddisfatte applicando le regole di progetto specifiche indicate per le diverse tipologie costruttive

In alternativa le verifiche possono effettuarsi controllando che la duttilità di curvatura della sezione risulti

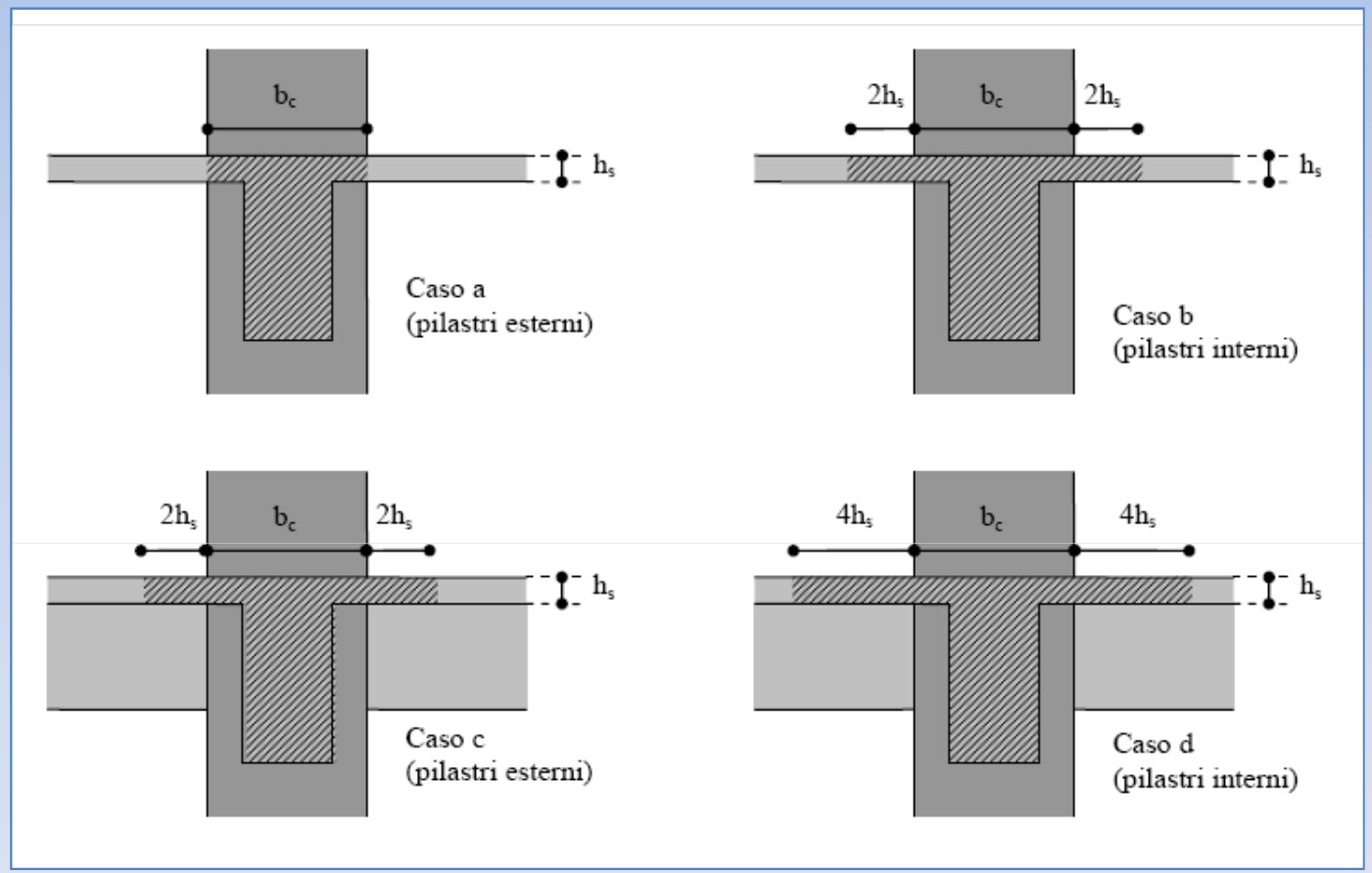
$$\mu \geq 1{,}50 \cdot \mu_\varphi \quad \mu_\varphi \geq \begin{cases} 2q_0 - 1 & per \quad T_1 \geq T_C \\ 1 + 2(q_0 - 1) T_C / T_1 & per \quad T_1 < T_C \end{cases}$$

LARGHEZZA COLLABORANTE DELLE TRAVI

I momenti resistenti sono da calcolare sulla base delle armature flessionali effettivamente presenti, compreso il contributo di quelle poste all'interno della larghezza collaborante di eventuali solette piene, purché ancorate al di fuori della campata in esame

Trave trasversale di altezza inferiore

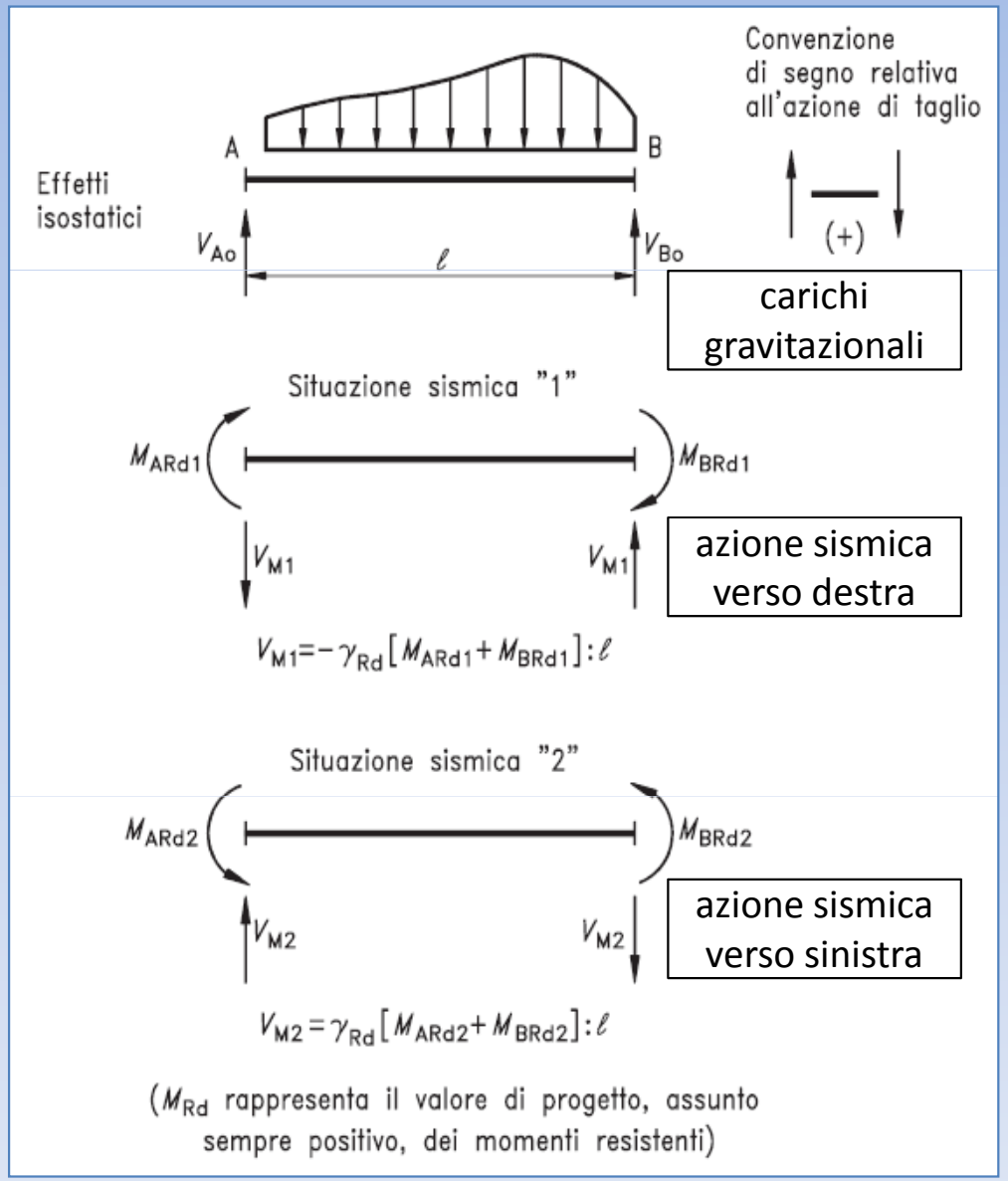
Trave trasversale di altezza simile



VERIFICHE A TAGLIO DI TRAVI IN C.A.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione di cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti delle due sezioni di estremità in cui avviene la plasticizzazione ed amplificati del fattore 1,20 per strutture in CD"A" o 1,00 per strutture in CD"B"

Ovviamente per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche saranno da considerarsi due valori delle sollecitazioni di taglio (il massimo e il minimo) <u>ipotizzando rispettivamente la presenza e l'assenza dei carichi variabili</u>

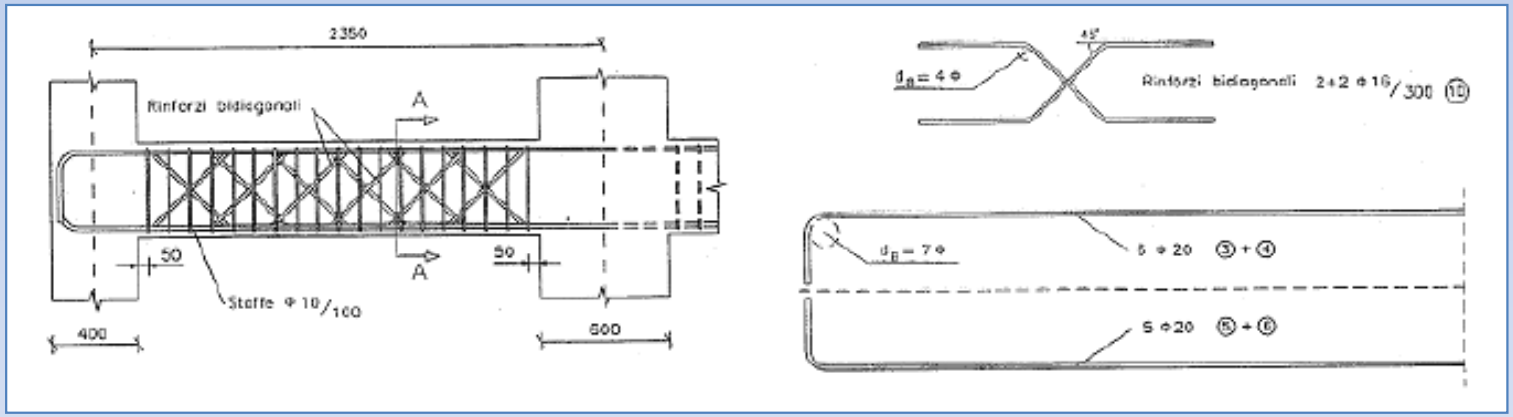


ULTERIORI DISPOSIZIONI PER CD"A"

Se nelle zone critiche il rapporto tra il taglio minimo e quello massimo risulta inferiore a -0,5 (quindi per carichi gravitazionali modesti) e se il maggiore tra i valori assoluti dei due tagli supera

$$V_{R1} = \left(2 - \left|\frac{V_{Ed,\min}}{V_{Ed,\max}}\right|\right) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

Allora nel piano verticale di inflessione della trave devono essere disposti due ordini di armature diagonali, l'uno inclinato di +45° e l'altro di -45° rispetto all'asse della trave



La resistenza deve essere in tal caso affidata per metà alle staffe e per metà ai due ordini di armature inclinate, per le quali deve risultare, per ciascuno dei due ordini

$$A_s \geq \frac{V_{Ed,\max} \cdot \sqrt{2}}{f_{yd}}$$

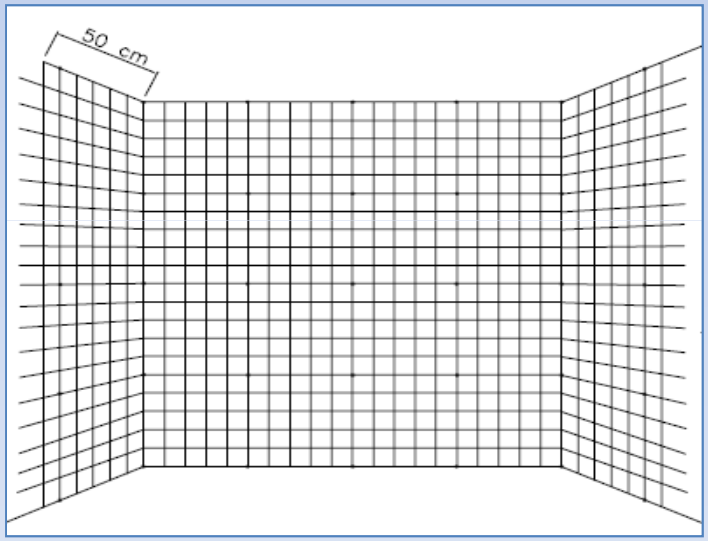
VERIFICHE ELEMENTI NON STRUTTURALI

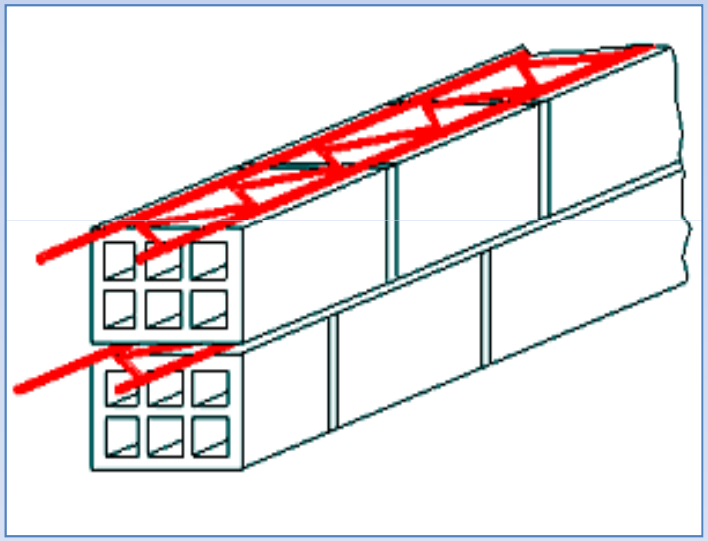
Le verifiche volte a scongiurare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione sismica delle tamponature si possono ritenere conseguite con l'inserimento di

leggere reti da intonaco sui due lati della muratura, collegate tra loro ed alle strutture circostanti a distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale

ovvero con l'inserimento di

elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm

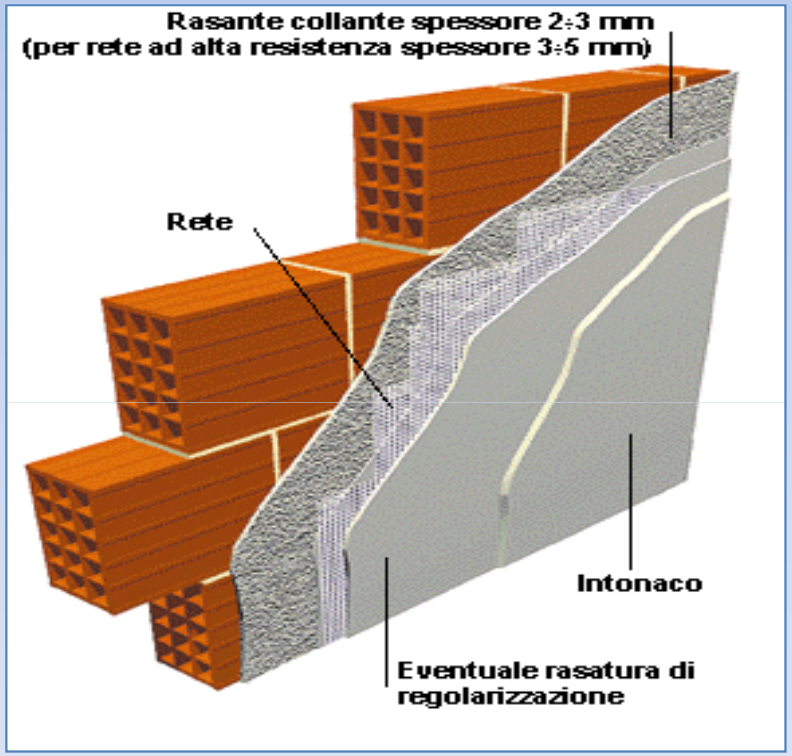


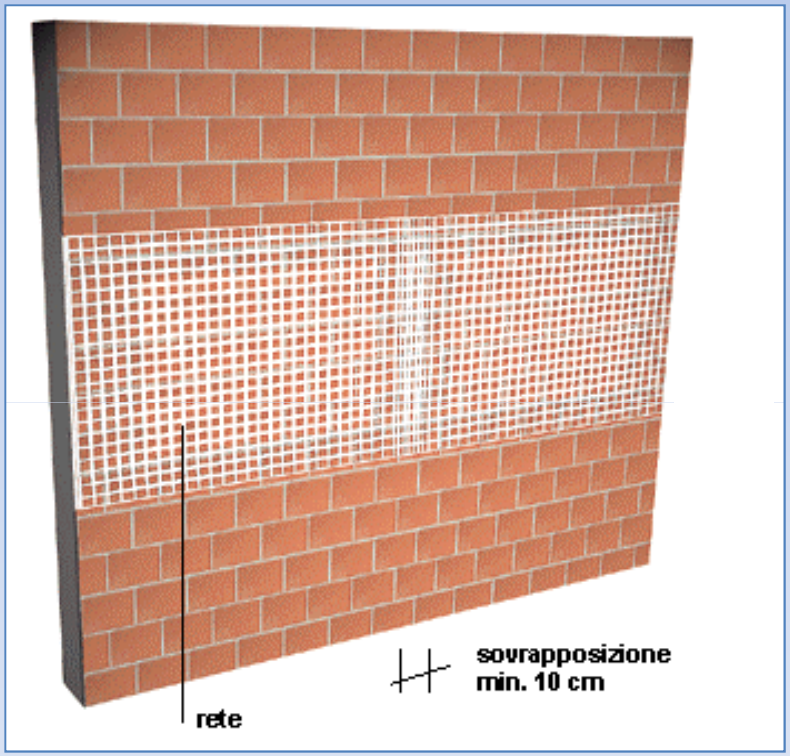


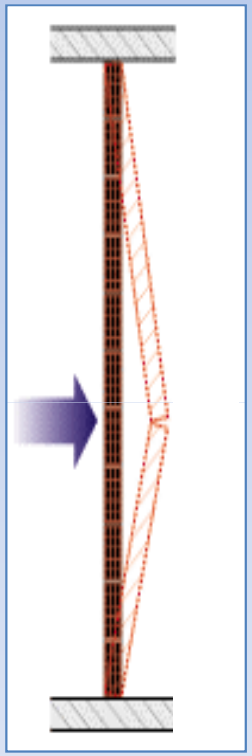
RETI DA INTONACO

L'armatura, realizzabile con reti in fibre di vetro, sintetiche o in acciaio da inglobare nell'intonaco e ben aderenti alla muratura, è da scegliersi in funzione delle sollecitazioni previste, delle condizioni ambientali e della compatibilità fra i materiali (resistenza agli alcali e alla corrosione)

Per pareti di altezza comune e di estensione limitata, in assenza di aperture, ragionevole potrebbe essere comunque la proposta di porre l'armatura a croce lungo solo due fasce centrali al pannello

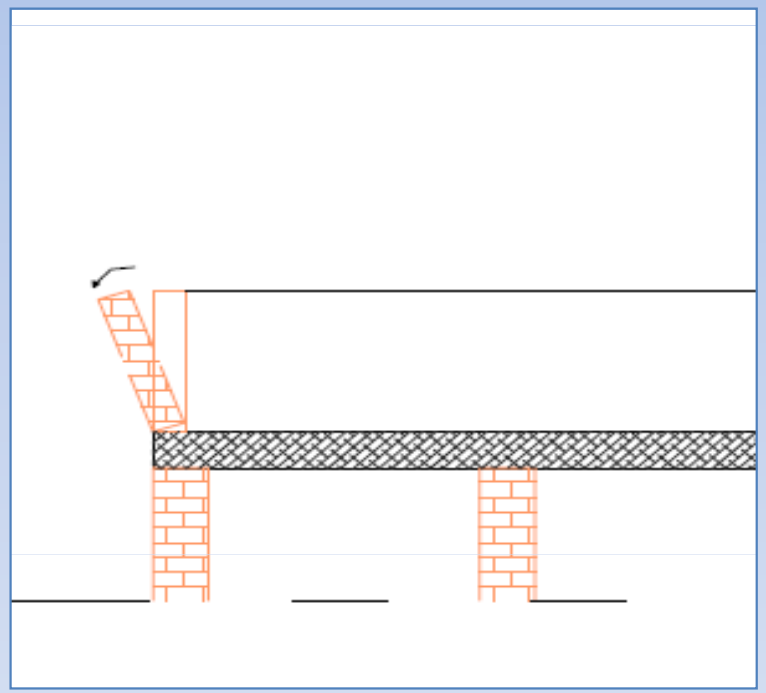


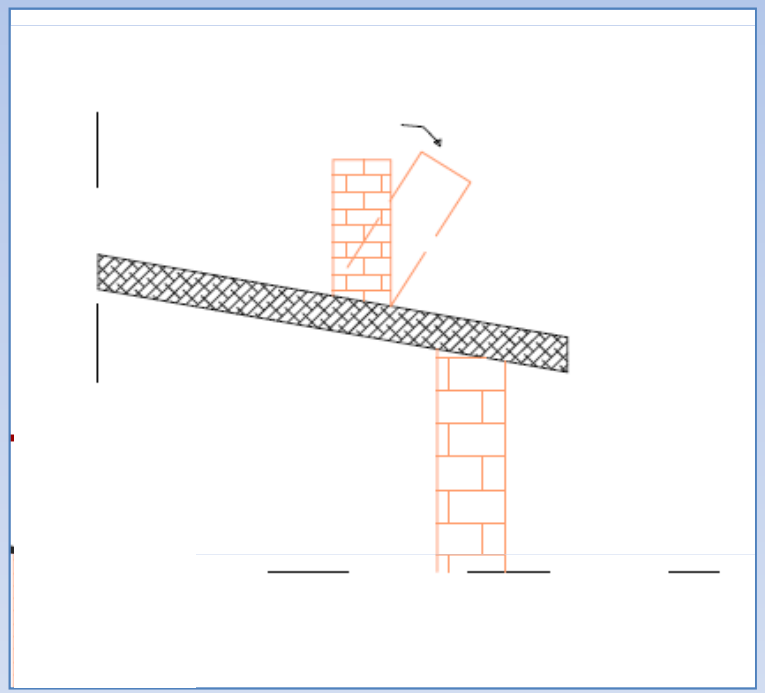




VERIFICHE ELEMENTI NON STRUTTURALI

In ogni caso dovranno evitarsi per quanto possibile le soluzioni progettuali che implichino l'adozione di elementi strutturali ad elevata vulnerabilità quali parapetti o comignoli in muratura





In tali casi appare evidente la necessità di inserire all'interno dell'apparecchio murario delle armature in grado di conferire la resistenza a trazione necessaria per evitarne il ribaltamento

VERIFICHE DIAFRAMMI ORIZZONTALI

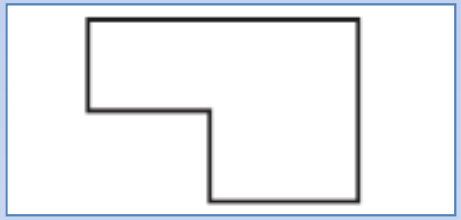
Gli orizzontamenti devono essere in grado di trasmettere le forze ottenute dall'analisi aumentate del 30%, condizione generalmente rispettata adottando solette collaboranti di 40÷50 mm

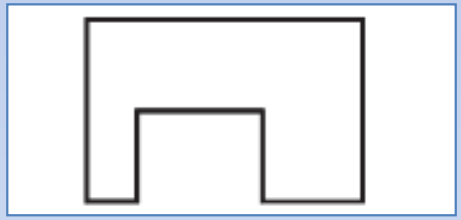
Tuttavia, tale verifica diviene essenziale in presenza di:

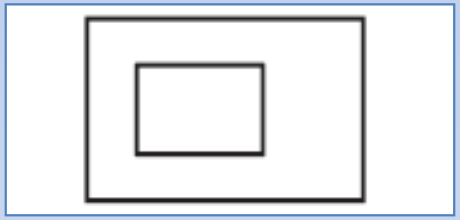
geometrie irregolari o forme in pianta con divisioni, arretramenti, rientranze o sporgenze

aperture ampie ed irregolari nelle solette

pareti disposte solo lungo parte del perimetro o solo in parte dell'area del piano

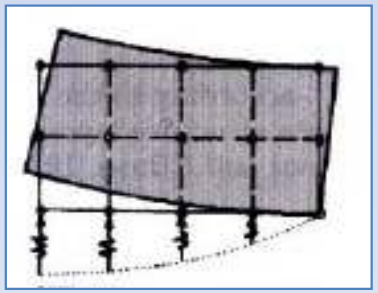




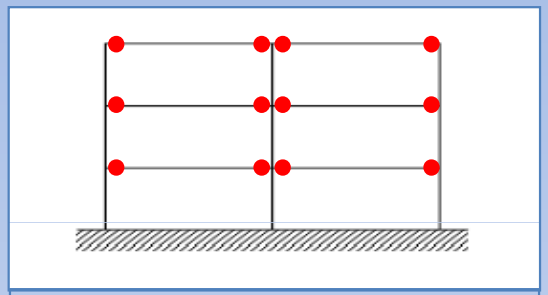


Osservando come in pratica la verifica divenga indispensabile nel caso di distribuzione irregolare delle masse o delle rigidezze

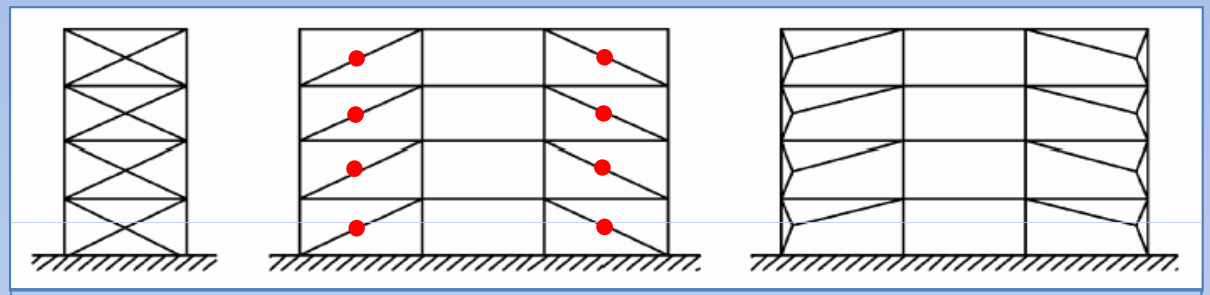
Quando necessario, gli effetti sugli impalcati di calcestruzzo armato possono essere valutati in via semplificativa adottando come modello quello di una trave alta oppure quello di un telaio piano appoggiato su supporti deformabili



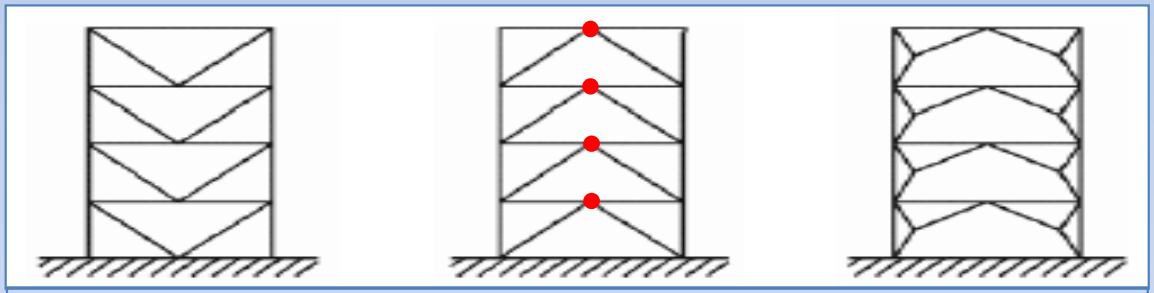
TIPOLOGIE STRUTTURALI IN ACCIAIO



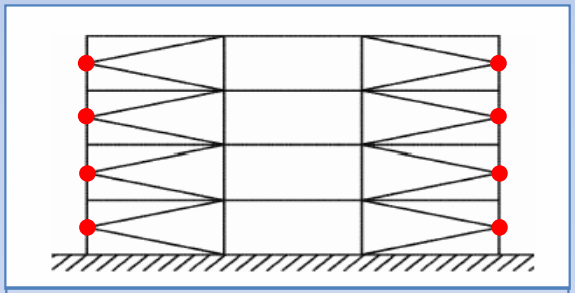
Intelaiate



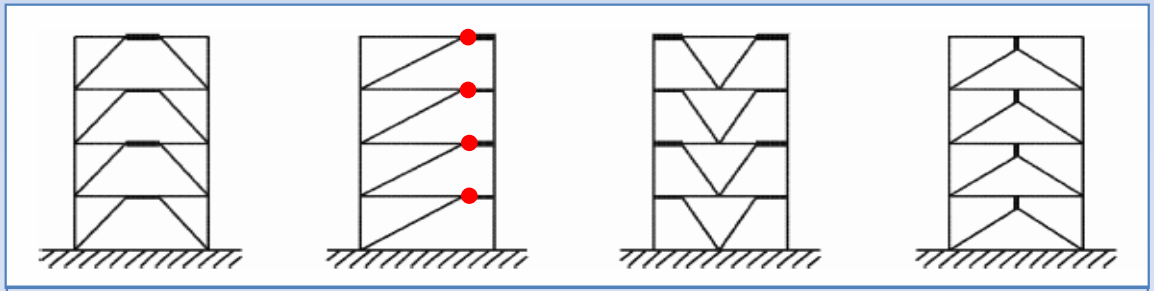
Controventi concentrici a diagonale tesa



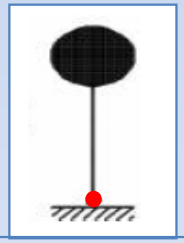
Controventi concentrici a V



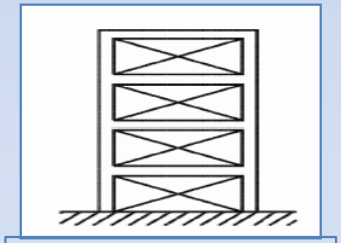
Controventi concentrici a K



Controventi eccentrici

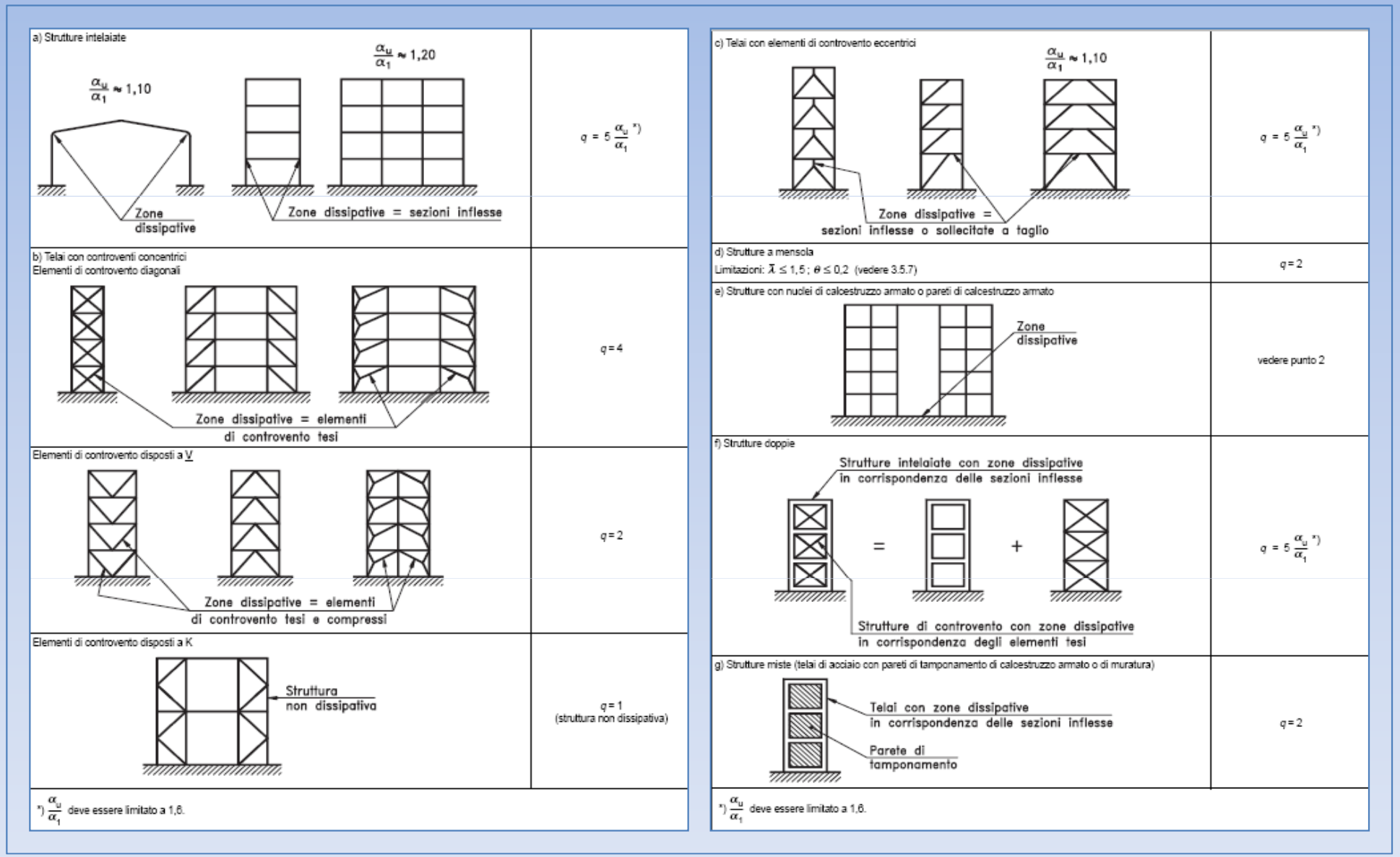


Pendolo Inverso



Intelaiate con Controventi

ZONE DISSIPATIVE



VERIFICHE ELEMENTI DI ACCIAIO

La verifica delle membrature e dei collegamenti in acciaio deve essere effettuata in funzione della tipologia strutturale e quindi del comportamento dissipativo o meno della stessa

COMPORTAMENTO DISSIPATIVO

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo le strutture devono essere progettate in maniera tale che le zone soddisfino i requisiti di duttilità

Al fine di assicurare la gerarchia delle resistenze, la possibilità che il reale limite di snervamento dell'acciaio sia maggiore del valore nominale deve essere tenuta in conto attraverso un coefficiente di sovraresistenza

Acciaio	$\gamma_{Rd} = \frac{f_{y,m}}{f_{yk}}$
S 235	1,20
S 275	1,15
S 355	1,10
S 420	1,10
S 460	1,10

COMPORTAMENTO NON DISSIPATIVO

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo la resistenza delle membrature e dei collegamenti deve valutarsi senza che sia necessario soddisfare i requisiti di duttilità (ma con forze di progetto maggiori)

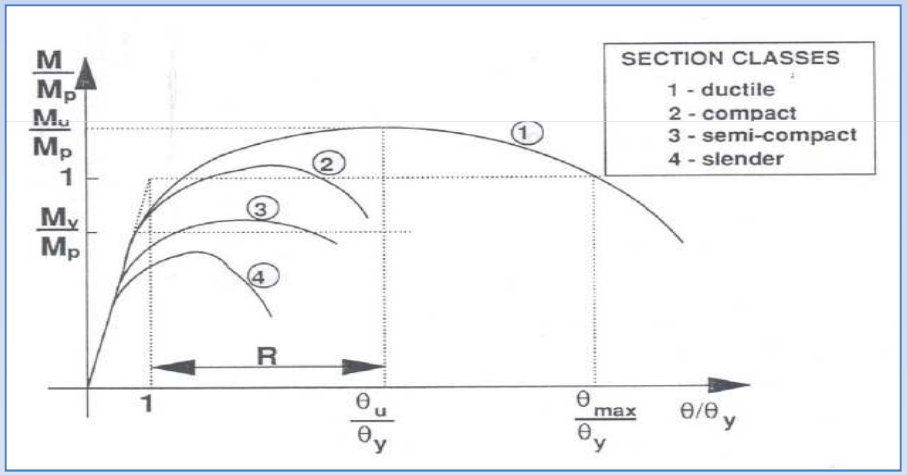
Le parti non dissipative delle strutture dissipative ed i collegamenti tra le parti dissipative ed il resto della struttura devono possedere una sovraresistenza sufficiente a consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative

REGOLE PER ELEMENTI DISSIPATIVI IN ACCIAIO

Si deve garantire una duttilità locale sufficiente degli elementi che dissipano energia in compressione e/o flessione limitando il rapporto larghezza-spessore secondo le classi di sezioni trasversali indicate in tabella

Classe di duttilità	Valore di riferimento del fattore di struttura q_0	Classe di sezione trasversale richiesta
CD "B"	$2 < q_0 \leq 4$	Classe 1 o 2
CD "A"	$q_0 > 4$	Classe 1

Precludendo di fatto la possibilità di adottare sezioni di Classe 3 o 4 in tutte quelle parti delle strutture sismi-resistenti progettare per avere un comportamento strutturale dissipativo



COLLEGAMENTI IN ACCIAIO

Nel caso di membrature tese con collegamenti bullonati, la resistenza plastica di progetto deve risultare inferiore alla resistenza ultima di progetto della sezione netta in corrispondenza dei fori per i dispositivi di collegamento

Pertanto si deve verificare che

$$\frac{A_{net}}{A} \geq 1{,}1 \cdot \frac{1{,}25}{1{,}05} \cdot \frac{f_{yk}}{f_{tk}}$$

Nel caso più generale i collegamenti in zone dissipative devono avere sufficiente sovraresistenza per consentire la plasticizzazione delle parti collegate, requisito soddisfatto nel caso di saldature a completa penetrazione ovvero nel caso di collegamenti con saldature a cordoni d'angolo o bullonati che rispettino il seguente requisito

$$R_{j,d} \geq \gamma_{Rd} \cdot 1{,}1 \cdot R_{pl,Rd}$$

Essendo

$R_{j,d}$ la resistenza di progetto del collegamento

$R_{pl,Rd}$ la resistenza plastica di progetto della membratura collegata

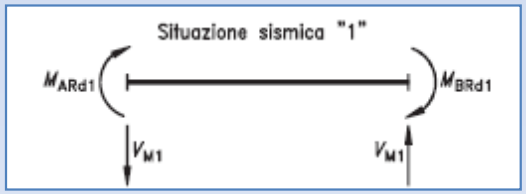
TRAVI IN ACCIAIO

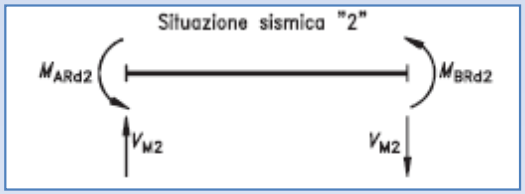
Nelle travi di strutture intelaiate in cui è attesa la formazione delle cerniere plastiche, devono essere verificate le seguenti relazioni

$$M_{Ed} / M_{pl,Rd} \leq 1$$
$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0{,}15$$
$$\left(V_{Ed,G} + V_{Ed,M}\right) / V_{pl,Rd} \leq 0{,}50$$

Essendo

M_{Ed} N_{Ed} V_{Ed}	i valori di progetto delle azioni sollecitanti
$M_{pl,Rd}$ $N_{pl,Rd}$ $V_{pl,Rd}$	i valori delle resistenze plastiche di progetto
$V_{ed,G}$	l'azione di taglio sollecitante dovuta alle azioni non sismiche
$V_{ed,M}$	l'azione di taglio dovuta all'applicazione dei momenti plastici equiversi $M_{pl,Rd}$





VERIFICHE ELEMENTI DI LEGNO

La verifica delle membrature e dei collegamenti delle strutture in legno deve essere effettuata in funzione della tipologia strutturale e quindi del comportamento dissipativo o meno della stessa

COMPORTAMENTO DISSIPATIVO

Le zone dissipative debbono essere localizzate nei collegamenti, mentre le membrature lignee debbono in genere considerarsi a comportamento elastico non dissipativo

COMPORTAMENTO NON DISSIPATIVO

Per strutture scarsamente dissipative gli effetti devono essere calcolati mediante un'analisi elastica globale assumendo un fattore di struttura non superiore a 1,5

Strutture isostatiche in genere, archi a due cerniere e travi reticolari, in mancanza di specifiche valutazioni sono da considerare come strutture aventi una scarsa capacità di dissipazione energetica

DISPOSIZIONI PER EDIFICI IN LEGNO

Il raggiungimento di un comportamento strutturale dissipativo per un edificio in legno, può perseguirsi rispettando le seguenti accortezze progettuali

1. Evitare le unioni incollate
2. Evitare i nodi di carpenteria in cui le azioni siano trasferite per contatto senza mezzi meccanici
3. Collegamenti realizzati con perni o con chiodi di diametro non maggiore a 12 mm
4. Spessore delle membrature lignee collegate non inferiore a 10 diametri
5. L'acciaio utilizzato deve essere compatibile con le prescrizioni per le strutture in acciaio
6. Perni e bulloni devono essere serrati e correttamente inseriti

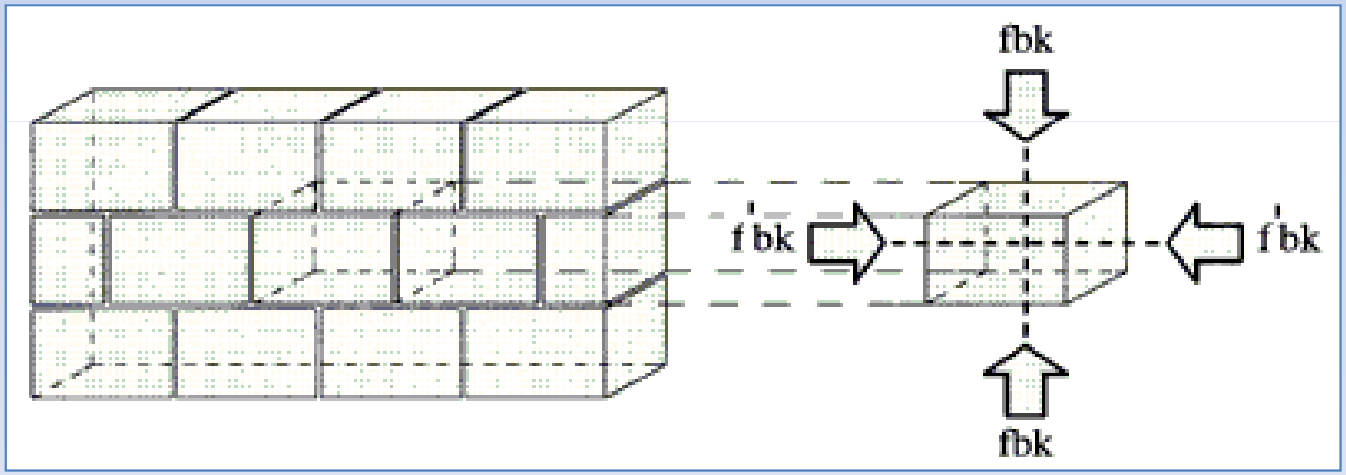
In ogni caso occorre rispettare le seguenti regole di dettaglio

1. Perni e bulloni di diametro superiore a 16 mm di norma non devono essere utilizzati
2. Spinotti e chiodi a gambo liscio di norma non devono essere utilizzati
3. In assenza di controventi trasversali, le travi devono avere rapporto $h/b \leq 4$

MATERIALI PER EDIFICI DI MURATURA

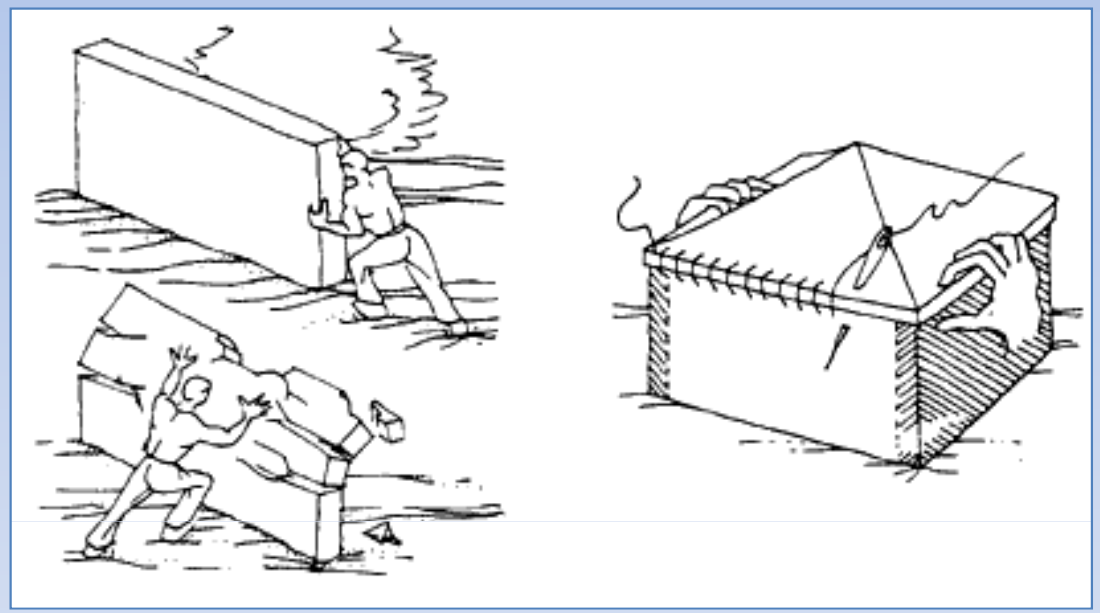
Gli elementi da utilizzare per costruzioni in muratura devono possedere i seguenti requisiti

- Percentuale volumetrica dei vuoti ≤ 45%
- Resistenza caratteristica a rottura nella direzione portante $f_{bk} \geq 5{,}0$ MPa
- Resistenza caratteristica a rottura nella direzione perpendicolare $f'_{bk} \geq 1{,}5$ MPa
- Resistenza media della malta di allettamento ≥ 5,0 MPa
- Giunti verticali ed orizzontali riempiti con malta



COMPORTAMENTO EDIFICI DI MURATURA

Mentre una parete isolata quando è soggetta a forze ortogonali al suo piano medio ha una resistenza a queste ultime molto limitata, quando è invece investita da azioni contenute nel suo piano medio esibisce una resistenza estremamente più elevata, attivando modalità di collasso che variano a seconda dei parametri geometrici e meccanici in gioco



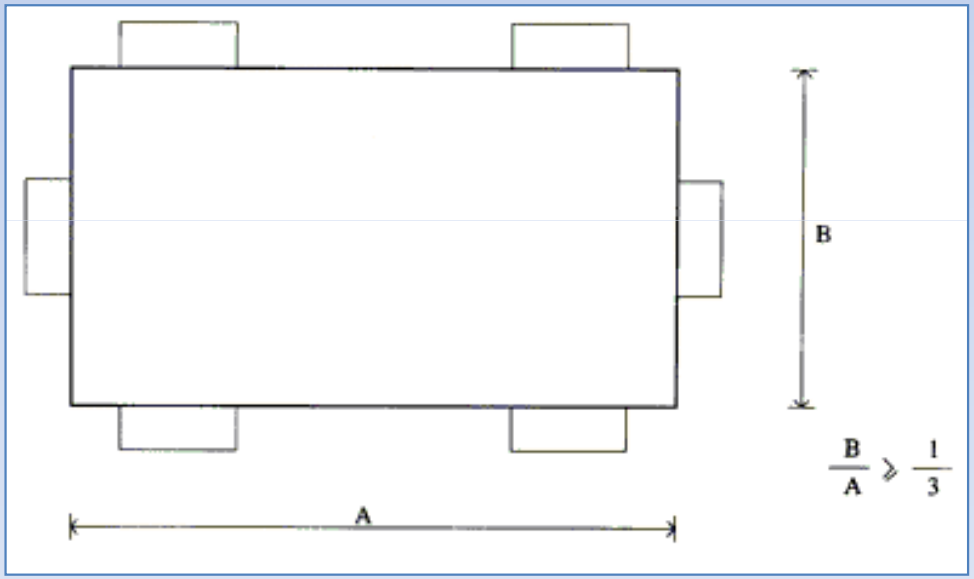
Una corretta progettazione di un nuovo edificio in muratura deve quindi ricercare un comportamento scatolare del fabbricato che garantisca una buona collaborazione tra i due ordini di pareti portanti, grazie anche all'esistenza dei diaframmi di piano, e chiamando quindi in causa i setti in grado di esplicare la loro resistenza nella maniera più efficace

CRITERI DI PROGETTO

Al fine di soddisfare alla necessità di comportamento scatolare dell'opera,
gli edifici in muratura devono rispettare i seguenti requisiti geometrici

Piante delle costruzioni quanto più possibile **compatte e simmetriche** rispetto ai due assi ortogonali

Sempre con l'intento di garantire una buona compattezza dell'opera, oltre a garantire una certa regolarità in pianta è bene mantenere un rapporto di forma minimo tra i lati dell'edificio

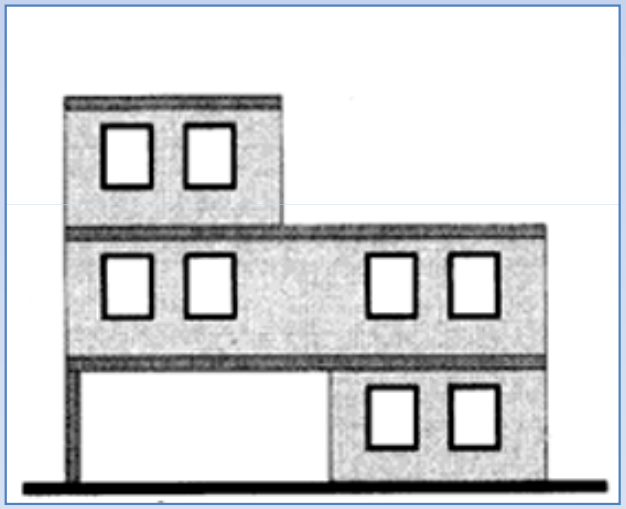


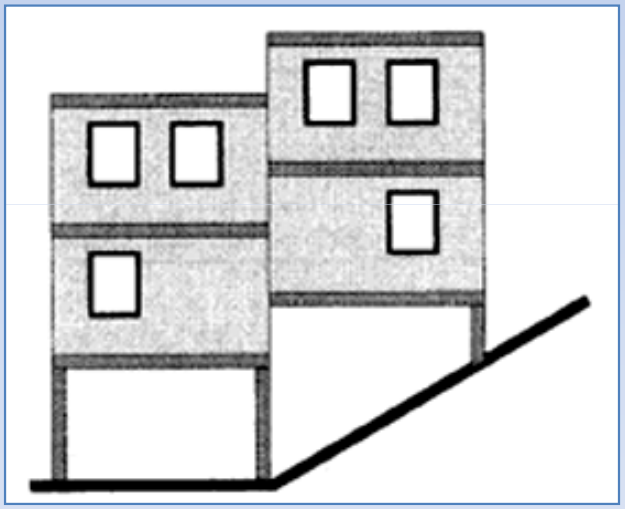
CRITERI DI PROGETTO

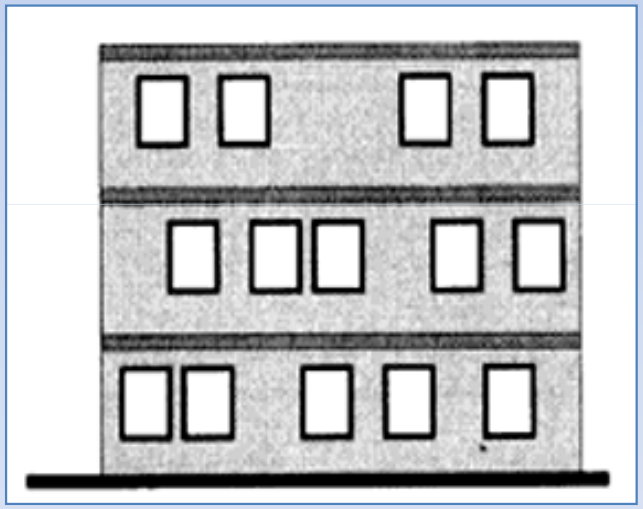
Al fine di soddisfare alla necessità di comportamento scatolare dell'opera, gli edifici in muratura devono rispettare i seguenti requisiti geometrici

Pareti strutturali, al lordo delle aperture, **continue in elevazione** fino alla fondazione, evitando pareti in falso

Sono quindi da evitarsi situazioni del tipo descritto nelle seguenti figure





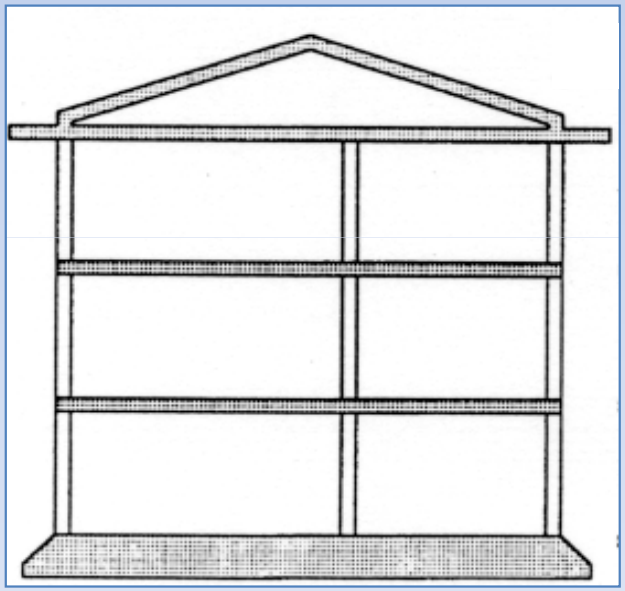


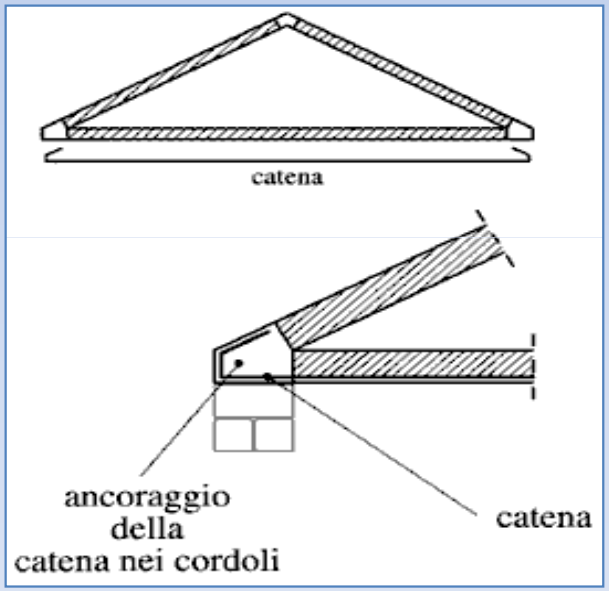
CRITERI DI PROGETTO

Al fine di soddisfare alla necessità di comportamento scatolare dell'opera, gli edifici in muratura devono rispettare i seguenti requisiti geometrici

Strutture di piano **non spingenti** o opportunamente assorbite per mezzo di idonei elementi strutturali

Ciò si ottiene innestando il tetto a falde direttamente a livello del solaio di sottotetto, in modo tale che l'armatura del solaio, opportunamente ancorata nel cordolo, possa fungere da catena



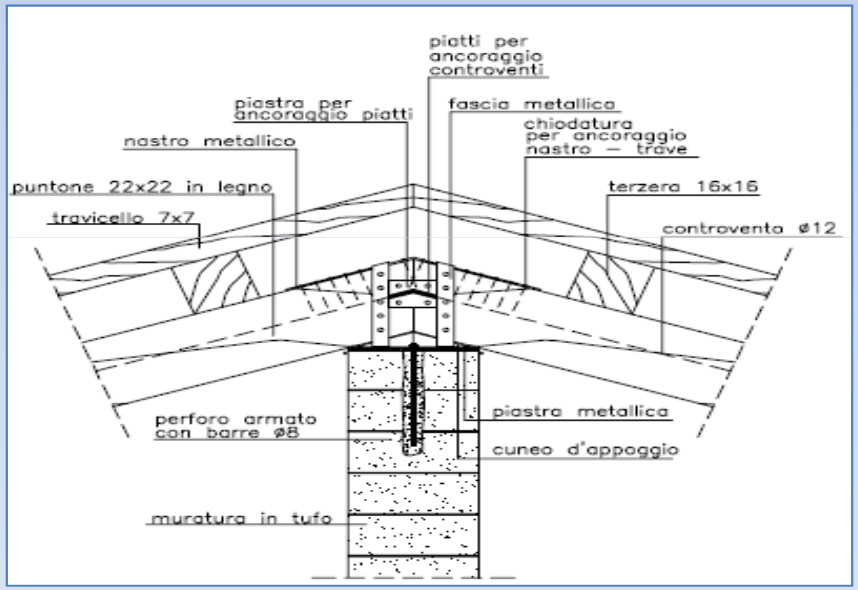


CRITERI DI PROGETTO

Al fine di soddisfare alla necessità di comportamento scatolare dell'opera, gli edifici in muratura devono rispettare i seguenti requisiti geometrici

Strutture di piano **non spingenti** o opportunamente assorbite per mezzo di idonei elementi strutturali

Altra possibilità è data dal fornire il vincolo di continuità tra i falsi puntoni di copertura in modo tale da poter bilanciare le spinte ottenendo una risultante verticale scaricata centralmente

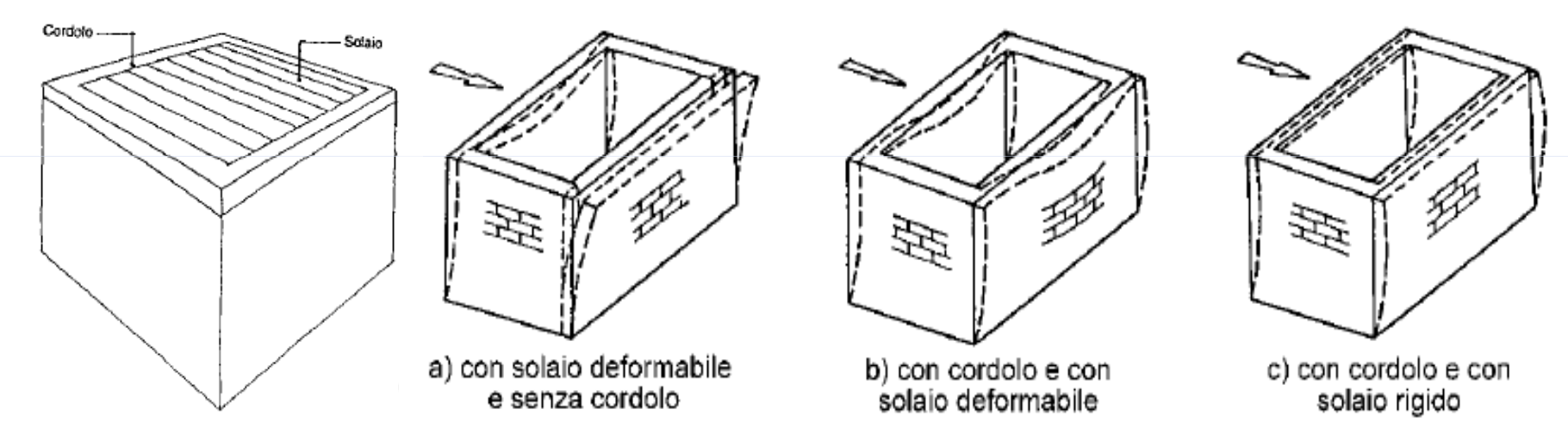


CRITERI DI PROGETTO

Al fine di soddisfare alla necessità di comportamento scatolare dell'opera,
gli edifici in muratura devono rispettare i seguenti requisiti geometrici

Solai ben ammorsati ai muri e tali da garantire un comportamento a diaframma rigido nel proprio piano

L'ammorsamento è conseguibile realizzando degli idonei cordoli in calcestruzzo armato, i quali oltretutto fungono da importanti elementi di cerchiatura dell'apparecchio murario

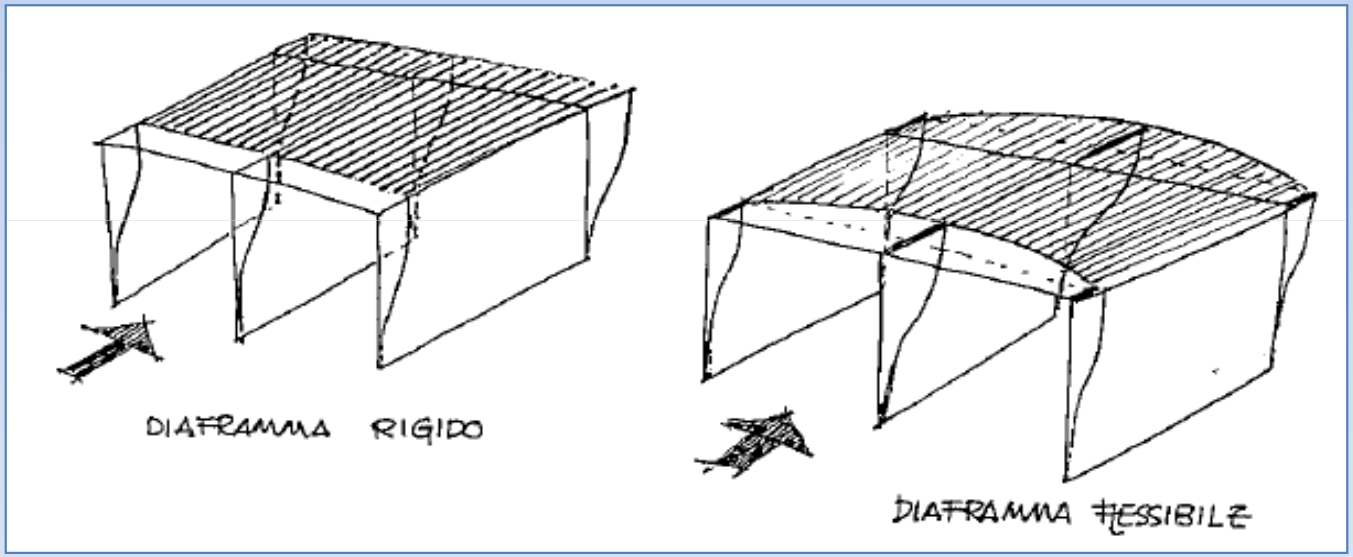


CRITERI DI PROGETTO

Al fine di soddisfare alla necessità di comportamento scatolare dell'opera, gli edifici in muratura devono rispettare i seguenti requisiti geometrici

Solai ben ammorsati ai muri e tali da garantire un comportamento a **diaframma rigido nel proprio piano**

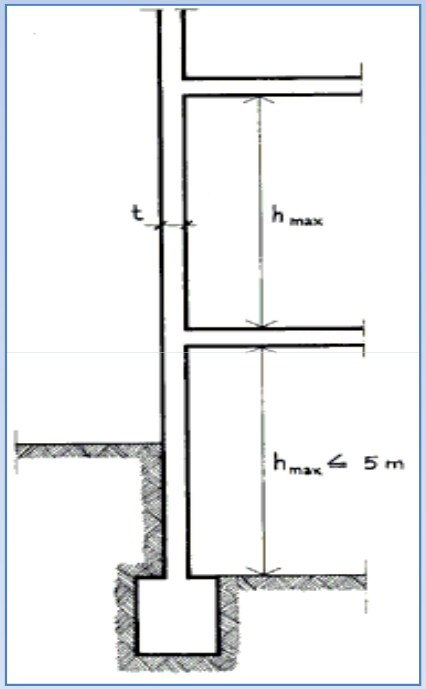
Il diaframma rigido nel proprio piano inoltre, consente una ripartizione dell'azione sismica più uniforme tra le diverse pareti murarie

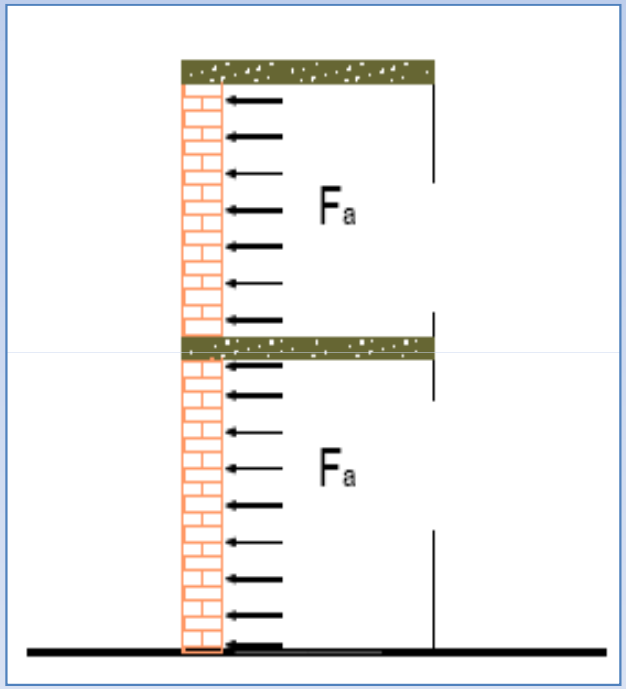


CRITERI DI PROGETTO

Al fine di soddisfare alla necessità di comportamento scatolare dell'opera, gli edifici in muratura devono rispettare i seguenti requisiti geometrici

Distanza massima tra due solai successivi **non superiore a 5 metri**





Essendo tale prescrizione imposta anche al fine di evitare problemi per l'eccessiva deformabilità delle pareti soggette ad azioni sismiche ortogonali

CRITERI DI PROGETTO

Inoltre, la geometria delle pareti resistenti al sisma deve rispettare i requisiti esposti in tabella

Tipologie costruttive	t_{min}	$(\lambda=h_0/t)_{max}$	$(l/h')_{min}$
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata	300 mm	10	0,5
Muratura ordinaria, realizzata con elementi artificiali	240 mm	12	0,4
Muratura armata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	15	Qualsiasi
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata, in siti ricadenti in zona 3 e 4	240 mm	12	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in siti ricadenti in zona 4	200 mm	20	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in siti ricadenti in zona 4	150 mm	20	0,3

Essendo

- t lo spessore della parete al netto dell'intonaco
- h_0 l'altezza di libera inflessione della parete $h_0 = \rho\, h$ (con ρ fattore di vincolo ≤ 1)
- h' l'altezza massima delle aperture adiacenti alla parete
- l la lunghezza della parete

COSTRUZIONI SEMPLICI

Le costruzioni semplici sono quelle costruzioni progettate con i principi alla base dell'ingegneria sismica delle costruzioni in muratura

Il presupposto per poter parlare di costruzione semplice è che questa rispetti

- Le condizioni per la verifica semplificata per la combinazione fondamentale allo Stato Limite Ultimo
- I principi di regolarità in pianta
- I principi di regolarità in altezza
- **Delle condizioni integrative specifiche per costruzioni semplici**

Per costruzioni semplici ricadenti in zona 2, 3 e 4
non è obbligatorio effettuare alcuna analisi e verifica della sicurezza

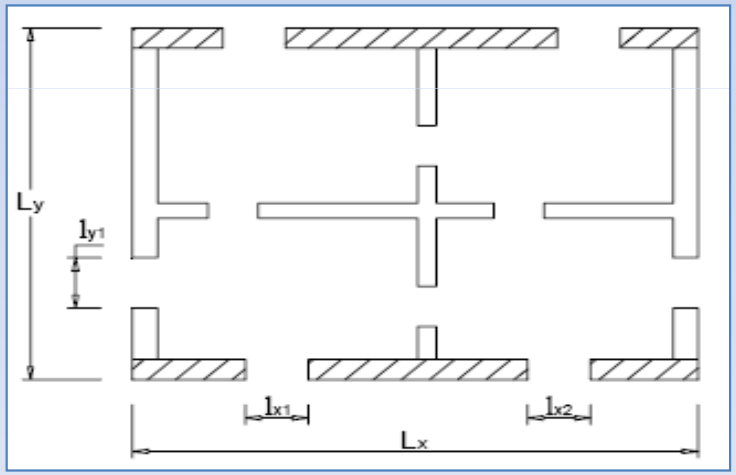
CONDIZIONI INTEGRATIVE

Condizioni integrative richieste alle costruzioni semplici

In ciascuna delle due direzioni devono essere previsti almeno due sistemi di pareti di lunghezza complessiva, al netto delle aperture, **ciascuno non inferiore al 50% della dimensione della costruzione** nella medesima direzione

La distanza tra i due sistemi di pareti in direzione ortogonale al loro sviluppo longitudinale in pianta **sia non inferiore al 75% della dimensione della costruzione** nella medesima direzione ortogonale alle pareti

Almeno il 75% dei carichi verticali sia portato da pareti che facciano parte del sistema resistente alle azioni orizzontali



Riassumendo

Lunghezza fori sulle pareti in x: $\Sigma\, l_{xi} \leq 50\%\, L_x$

Lunghezza fori sulle pareti in y: $\Sigma\, l_{yi} \leq 50\%\, L_y$

Distanza tra le pareti in x $\leq 75\%\, L_y$

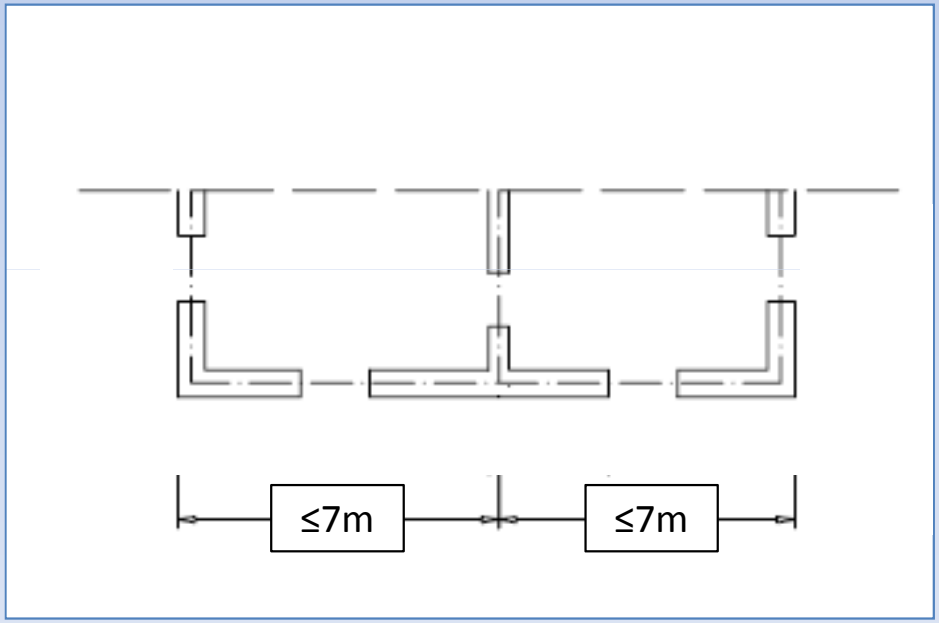
Distanza tra le pareti in y $\leq 75\%\, L_x$

CONDIZIONI INTEGRATIVE

Condizioni integrative richieste alle costruzioni semplici

In ciascuna delle due direzioni devono essere presenti delle pareti resistenti alle azioni orizzontali con **interasse non superiore a 7 metri**

Il limite sovrastante può elevarsi a **9 metri per costruzioni in muratura armata**



CONDIZIONI INTEGRATIVE

Condizioni integrative richieste alle costruzioni semplici

Per ciascun piano il rapporto tra area della sezione resistente delle pareti e superficie lorda del piano non sia inferiore ai valori indicati in funzione del numero di piani della costruzione e della sismicità del sito, **per ciascuna delle due direzioni ortogonali**

Accelerazione di picco del terreno $a_g \cdot S$ ($\cdot S_T$ per Classe III e IV)		≤0,07 g	≤0,1 g	≤0,15 g	≤0,20 g	≤0,25 g	≤0,30 g	≤0,35 g	≤0,40 g	≤0,45 g	≤0,4725 g
Tipo di struttura	Numero piani										
Muratura ordinaria	1	3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,0 %	6,0 %	6,5 %
	2	4,0 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,5 %	6,5 %	6,5 %	7,0 %
	3	4,5 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,5 %	7,0 %			
Muratura armata	1	2,5 %	3,0 %	3,0 %	3,0 %	3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,0 %	4,5 %	4,5 %
	2	3,0 %	3,5 %	3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,0 %	5,0 %
	3	3,5 %	4,0 %	4,0 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	5,5 %	6,0 %	6,0 %
	4	4,0 %	4,5 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	5,5 %	6,0 %	6,0 %	6,5 %	6,5 %

E' implicitamente inteso che per le costruzioni semplici il numero di piani non può essere superiore a 3 per le costruzioni in muratura ordinaria e a 4 per le costruzioni in muratura armata

CONDIZIONI INTEGRATIVE

Condizioni integrative richieste alle costruzioni semplici

Le tensioni di compressione sugli elementi murari devono essere opportunamente contenute per poter tenere in conto degli incrementi di pressione indotti dal sisma

La verifica si intende in tal caso soddisfatta se risulta

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq 0{,}25 \frac{f_k}{\gamma_M}$$

Essendo N il carico verticale totale alla base di ciascun piano dell'edificio valutabile attraverso la combinazione rara delle azioni (SLE), A l'area totale dei muri portanti allo stesso piano e γ_M il coefficiente di sicurezza del materiale identificabile dalla tabella sottostante

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

SPETTRO DI PROGETTO

L'azione sismica di progetto per edifici di muratura può desumersi a partire dallo spettro di progetto in accelerazione, essendo:

a_g *l'accelerazione massima al suolo*

S_S S_T F_O *i coeff. di amplificazione*

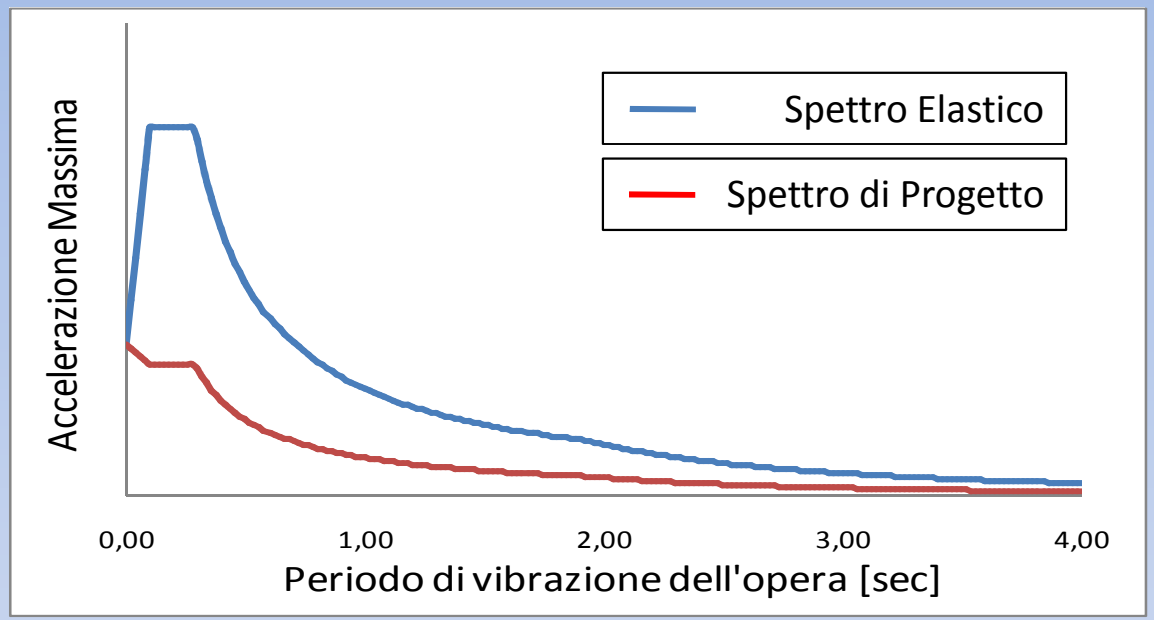
q *il fattore di struttura*

T_B T_C T_D ***i*** *periodi critici dello spettro*

E dove il periodo del modo di vibrare principale della struttura di muratura può generalmente assumersi pari a:

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

Essendo T_1 ricavabile in *sec* ponendo l'altezza H della struttura in metri



$$0 \le T < T_B \qquad S_d(T) = a_g \cdot S_S \cdot S_T \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_O}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right) \right]$$

$$T_B \le T < T_C \qquad S_d(T) = a_g \cdot S_S \cdot S_T \cdot \frac{1}{q} \cdot F_O$$

$$T_C \le T < T_D \qquad S_d(T) = a_g \cdot S_S \cdot S_T \cdot \frac{1}{q} \cdot F_O \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \le T \qquad S_d(T) = a_g \cdot S_S \cdot S_T \cdot \frac{1}{q} \cdot F_O \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

DUTTILITA' DI EDIFICI IN MURATURA

La duttilità e quindi il fattore di struttura di un edificio in muratura dipende da tre fattori principali

- Tipologia strutturale della muratura
- Numero di piani (e quindi possibilità di danneggiamento) della struttura
- Rispetto dei principi della regolarità in altezza

Il fattore di struttura può infatti desumersi dalla formula $q = q_0 \cdot K_R$ dove K_R vale 1,0 per edifici regolari in altezza e vale 0,8 per edifici non regolari in altezza, e dove q_0 vale

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	$3{,}0\ \alpha_u/\alpha_1$

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	$\alpha_u/\alpha_1 = 1{,}3$

PROGETTAZIONE DELLE FONDAZIONI

Ai fini di garantire un comportamento duttile della struttura, il rispetto dei principi della gerarchia delle resistenze impone che il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica del complesso fondazione-terreno siano eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti

Tuttavia si richiede che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti amplificate con un coefficiente pari a 1,1 in CD"B" e 1,3 in CD"A", e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con fattore q pari a 1

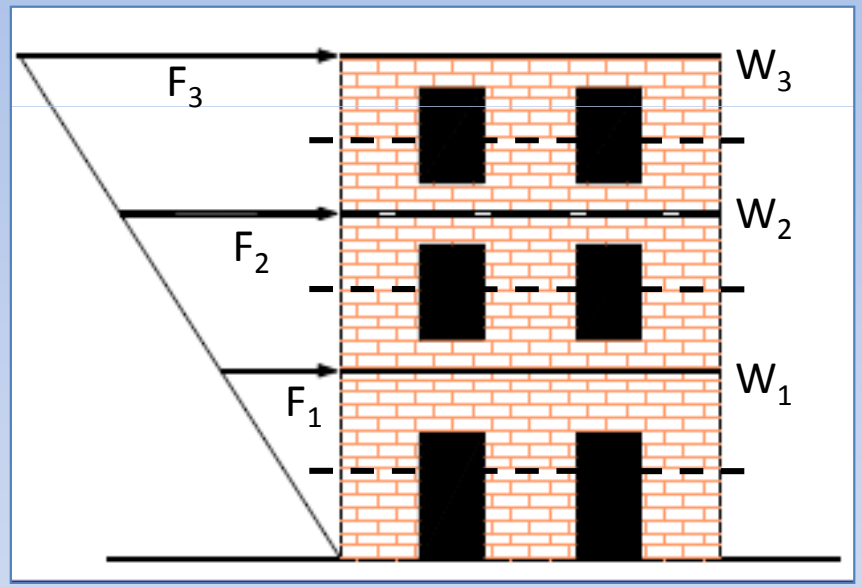
Tuttavia non è esplicato chiaramente come la prescrizione vada applicata per gli edifici di muratura

In ogni caso, le strutture di fondazione dovranno essere realizzate in calcestruzzo armato e dovranno essere del tipo continuo senza interruzioni in corrispondenza di aperture nelle pareti soprastanti

Qualora sia presente un piano cantinato o seminterrato in pareti di calcestruzzo armato, esso può essere considerato quale struttura di fondazione dei sovrastanti piani in muratura portante, nel rispetto dei requisiti di continuità delle fondazioni, e non è computato nel numero dei piani complessivi in muratura

ANALISI LINEARE STATICA

Dedotta l'ordinata dello spettro di risposta di progetto $S_d(T_1)$, l'analisi sismica è conseguibile applicando delle forze statiche equivalenti alle forze inerziali a ciascuna massa della costruzione



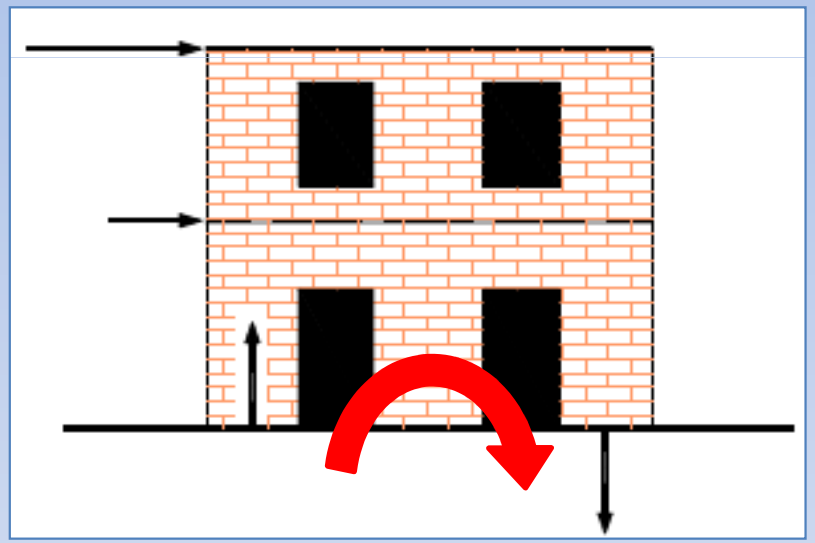
Tali forze, concentrabili generalmente a livello delle masse di piano, possono calcolarsi attraverso le

$$F_i = F_h \cdot \frac{z_i \cdot W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j} \qquad F_h = \frac{S_d(T_1)}{g} \cdot \lambda \cdot \sum_j W_j$$

Dove F_i è la forza da applicare al piano i-esimo, W_i è il peso del piano i-esimo, z_i è la quota rispetto al piano di fondazione del piano i-esimo, g è l'accelerazione di gravità e λ vale generalmente 1,00

VERIFICA SEMPLIFICATA - FONDAZIONI

Eseguite e rispettate le prescrizioni alla base della verifica semplificata, il dimensionamento delle fondazioni può essere effettuato in modo semplificato tenendo conto delle tensioni normali medie e delle sollecitazioni sismiche globali determinate con l'analisi statica lineare



Le tensioni massime sul terreno possono dunque desumersi con la formula

$$\sigma_{t,\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W}$$

Essendo A è l'area totale in pianta delle fondazioni e W il modulo resistente della sezione formata dall'area in pianta delle fondazioni, valutabile come W = I / y, essendo I il momento di inerzia dell'area in pianta delle fondazioni e y la massima distanza in pianta dal baricentro delle fondazioni

VERIFICA GEOTECNICA

Le verifiche delle fondazioni superficiali devono eseguirsi sulla base di uno dei seguenti approcci

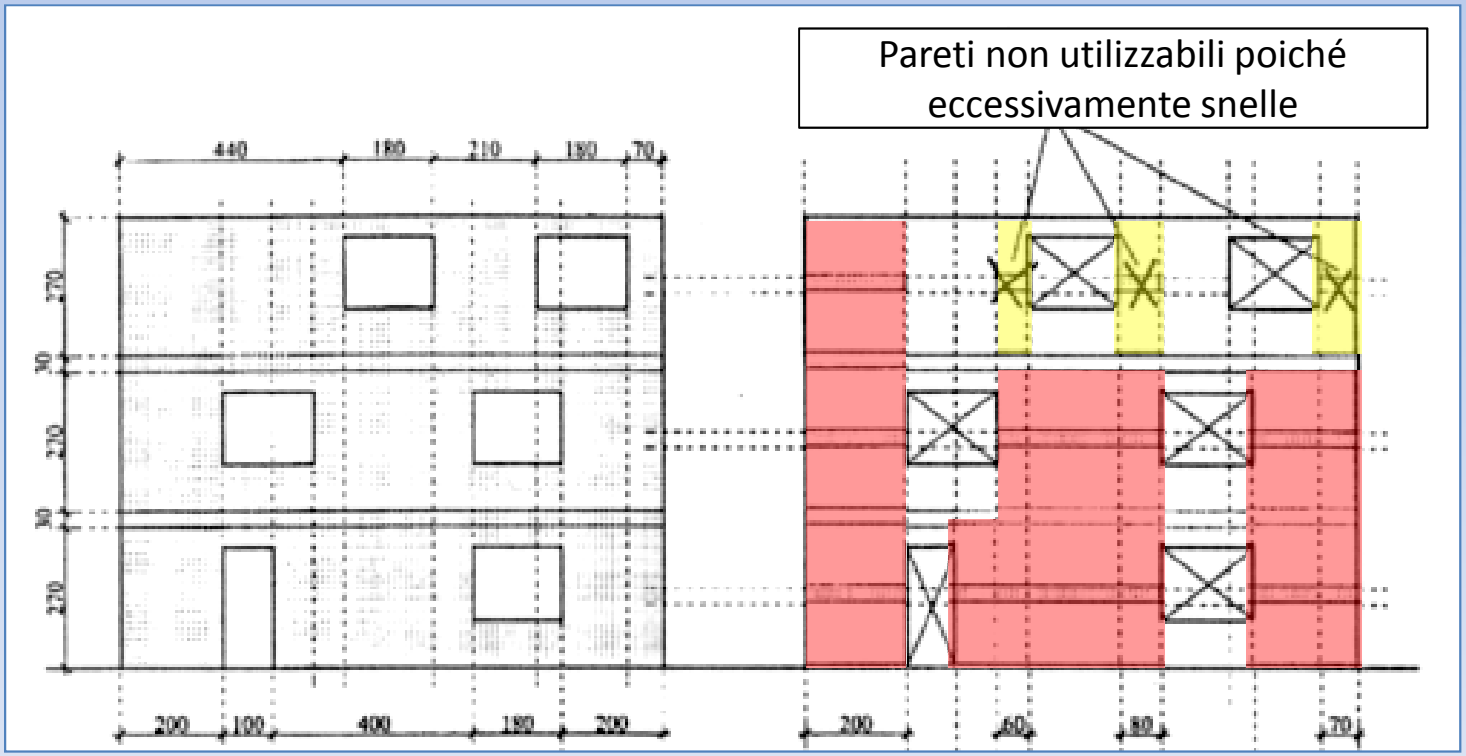
Combinazioni con APPROCCIO 1	Parametri geotecnici	Capacità portante	Resistenza allo scorrimento
~~$G_1 + G_2 + P + E + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2}$~~	~~$\tan \varphi'_k / 1{,}00$ $c'_k / 1{,}00$ $c_{uk} / 1{,}00$ $\gamma / 1{,}00$~~	~~$q_{lim} / 1{,}00$~~	~~$F_{lim} / 1{,}00$~~
$G_1 + G_2 + P + E + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2}$	$\tan \varphi'_k / 1{,}25$ $c'_k / 1{,}25$ $c_{uk} / 1{,}40$ $\gamma / 1{,}00$	$q_{lim} / 1{,}80$	$F_{lim} / 1{,}10$

Combinazione con APPROCCIO 2	Parametri geotecnici	Capacità portante	Resistenza allo scorrimento
$G_1 + G_2 + P + E + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2}$	$\tan \varphi'_k / 1{,}00$ $c'_k / 1{,}00$ $c_{uk} / 1{,}00$ $\gamma / 1{,}00$	$q_{lim} / 2{,}30$	$F_{lim} / 1{,}10$

ALLINEAMENTO DELLE APERTURE

Oltre ai criteri innanzi definiti, le costruzioni in muratura devono avere le aperture praticate nei muri verticalmente allineate

Se così non fosse, sono da prendersi in considerazione nel modello strutturale e nelle verifiche esclusivamente le porzioni di muro che presentino continuità verticale dal piano oggetto di verifica fino alle fondazioni



STRUTTURE MISTE

Nell'ambito delle costruzioni in muratura è consentito utilizzare strutture di diversa tecnologia per sopportare i carichi verticali, purché la resistenza all'azione sismica sia integralmente affidata agli elementi di identica tecnologia ed i collegamenti fra gli elementi siano espressamente verificati

E' consentito altresì realizzare costruzioni costituite da struttura muraria nella parte inferiore e sormontate da un piano con struttura in calcestruzzo armato o acciaio o legno o altra tecnologia, alle seguenti condizioni

Rispetto dei limiti di altezza per le costruzioni in muratura comprensivi delle parti in muratura e di quelle in altra tecnologia

Parte superiore di diversa tecnologia **efficacemente ammorsata al cordolo** di coronamento della parte muraria

La distribuzione delle forze per analisi statica deve essere **compatibile con la prima forma modale**, stimabile applicando la distribuzione di forze per edifici in muratura

Il fattore di struttura per la verifica della parte di diversa tecnologia deve adottarsi in relazione alla tipologia e alla regolarità della stessa, ma **comunque non superiore a 2,5**

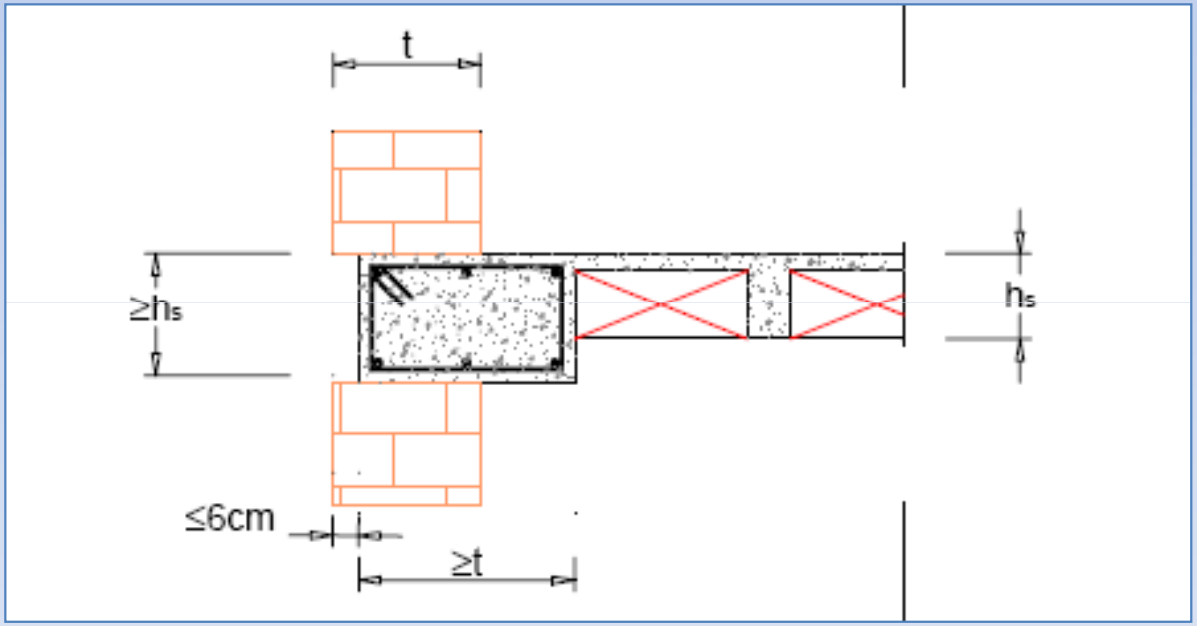
I collegamenti fra la parte di diversa tecnologia e la parte in muratura devono essere verificati **maggiorando le forze del 30%**

REGOLE DI DETTAGLIO

Ad ogni piano deve essere realizzato un cordolo continuo all'intersezione tra solai e pareti

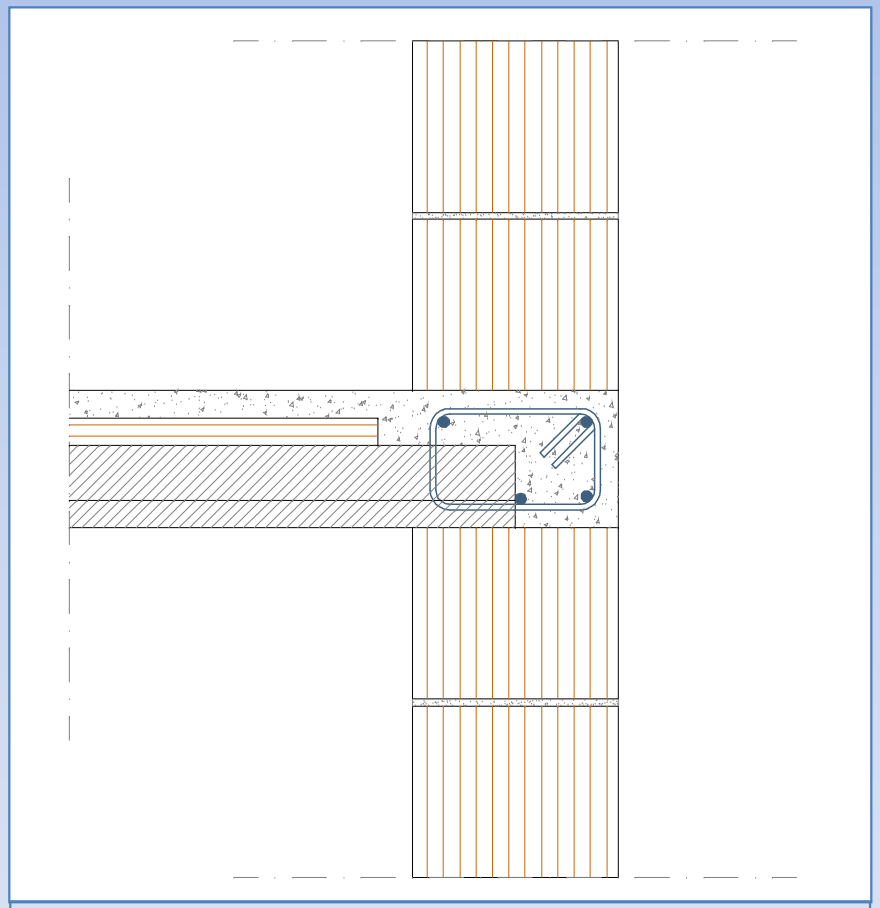
I cordoli debbono avere altezza minima pari all'altezza del solaio e la larghezza almeno pari a quella del muro, consentendo comunque un arretramento massimo di 6 cm dal filo esterno

L'armatura corrente non deve essere inferiore a 8 cm^2 (4ø16) e le staffe devono avere diametro non inferiore a 6mm ed interasse non superiore a 25 cm

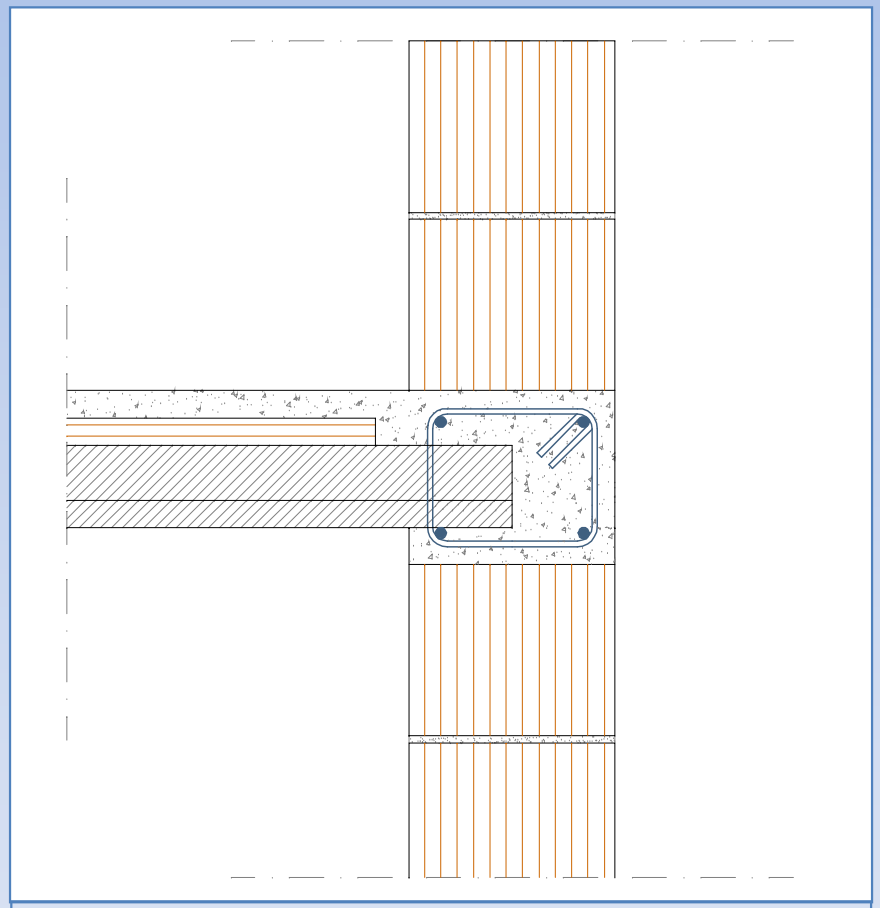


REGOLE DI DETTAGLIO

Travi metalliche o prefabbricate costituenti i solai debbono essere prolungate nel cordolo per almeno la metà della sua larghezza e comunque per non meno di 12 cm ed adeguatamente ancorate ad esso



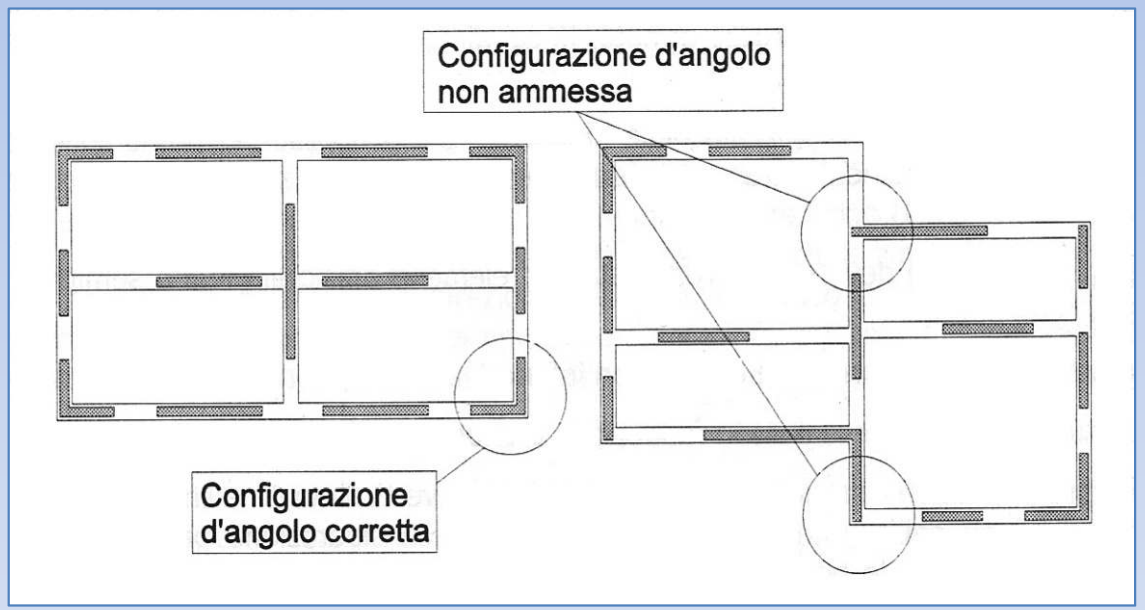
Arretramento barre del cordolo



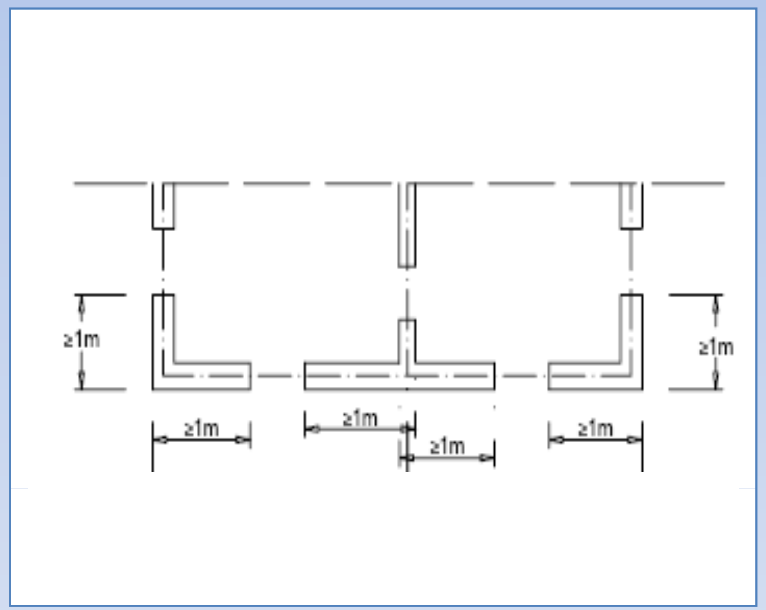
Cordolo perimetrale ribassato

REGOLE DI DETTAGLIO

In corrispondenza degli incroci d'angolo **tra due pareti perimetrali** sono prescritte, su entrambe le pareti, **zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 m**, compreso lo spessore del muro



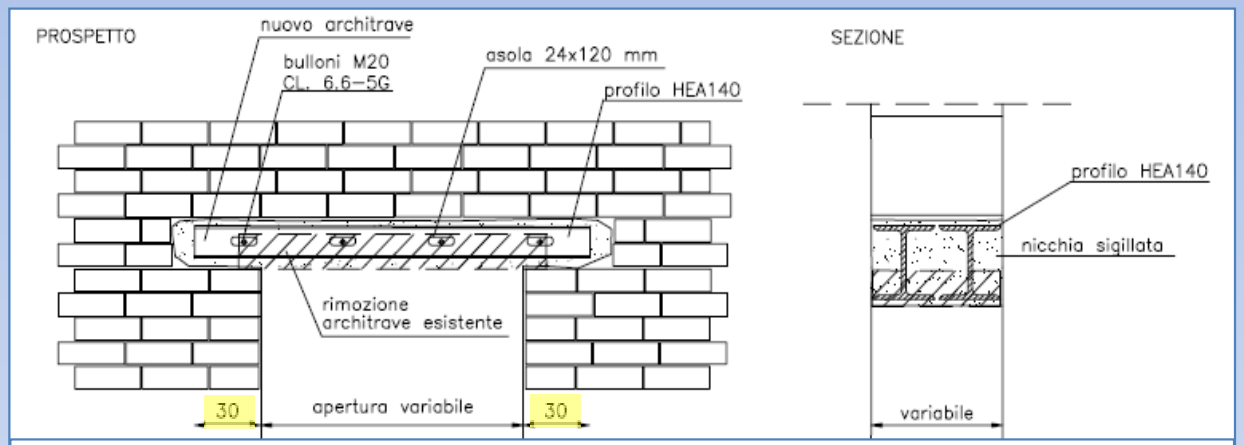
Esempi di configurazioni d'angolo corrette e configurazioni d'angolo non ammesse



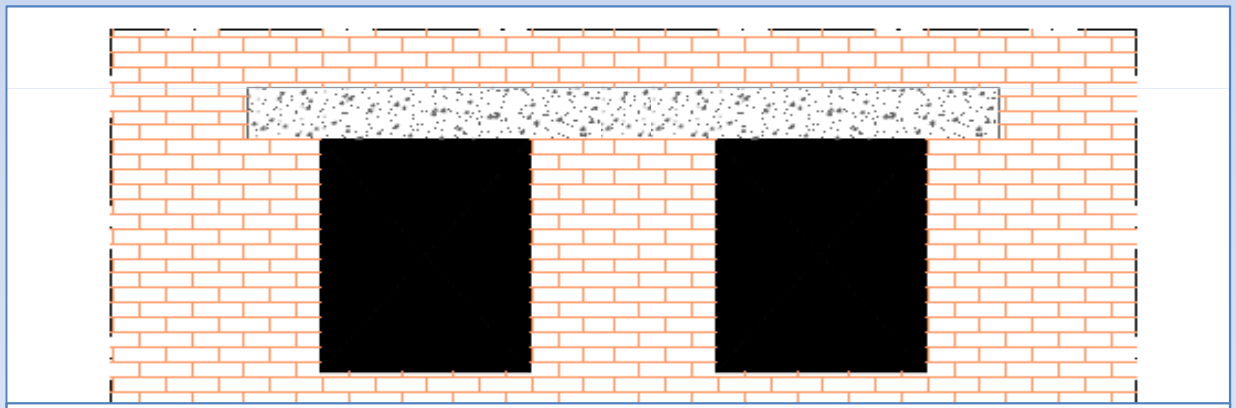
In ogni caso si consiglia di rispettare la prescrizione per tutti gli incroci

REGOLE DI DETTAGLIO

Al di sopra di ogni apertura deve essere realizzato un architrave resistente a flessione efficacemente ammorsato alla muratura



Esempio di sostituzione di cordolo esistente



In caso di aperture vicine realizzare un unico cordolo

DETTAGLI PER MURATURA ARMATA

Per costruzioni in muratura armata, possono applicarsi le seguenti eccezioni alle regole di dettaglio

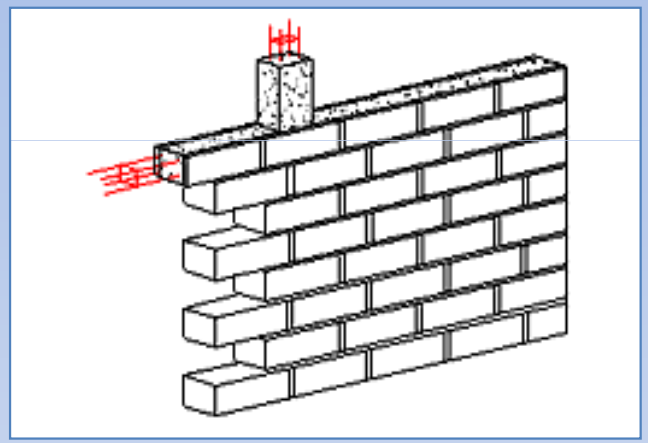
- Gli architravi soprastanti le aperture possono essere realizzati in muratura armata
- Agli incroci delle pareti perimetrali è possibile derogare dal requisito di avere su entrambe le pareti zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 metro

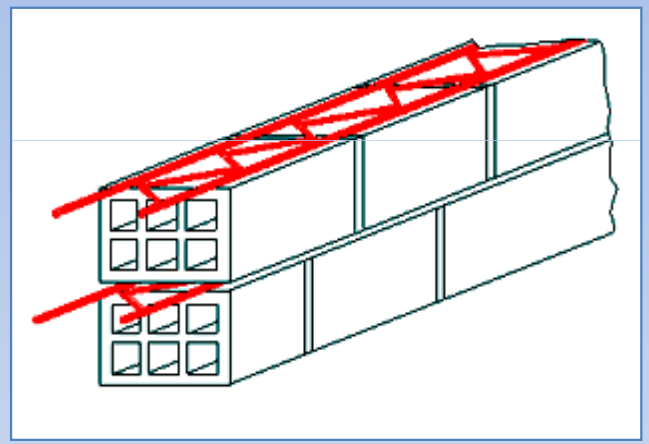
Altre pertinenti prescrizioni sono comunque richieste

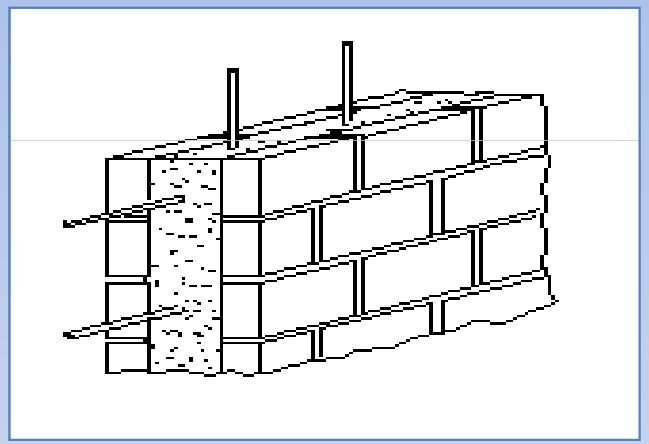
- Barre di armatura ad aderenza migliorata ancorate mediante piegature attorno le barre verticali ovvero armature orizzontali conformate a traliccio
- Percentuale di armatura orizzontale calcolata rispetto all'area lorda della muratura compresa tra lo 0,04% e lo 0,50%
- Parapetti ed elementi simili debbono essere ben collegati alle pareti adiacenti garantendo la continuità dell'armatura orizzontale e, ove possibile, di quella verticale

TIPOLOGIE DI MURATURA ARMATA

Le tipologie di muratura armata si differenziano nelle modalità di disposizione dell'armatura







Muratura ad armatura CONCENTRATA

I rinforzi metallici sono collocati in travetti e pilastrini entro i quali è contenuta la muratura, realizzando un sistema strutturale unitario costituito dai pannelli murari e dall'intelaiatura in c.a.

Muratura ad armatura DIFFUSA

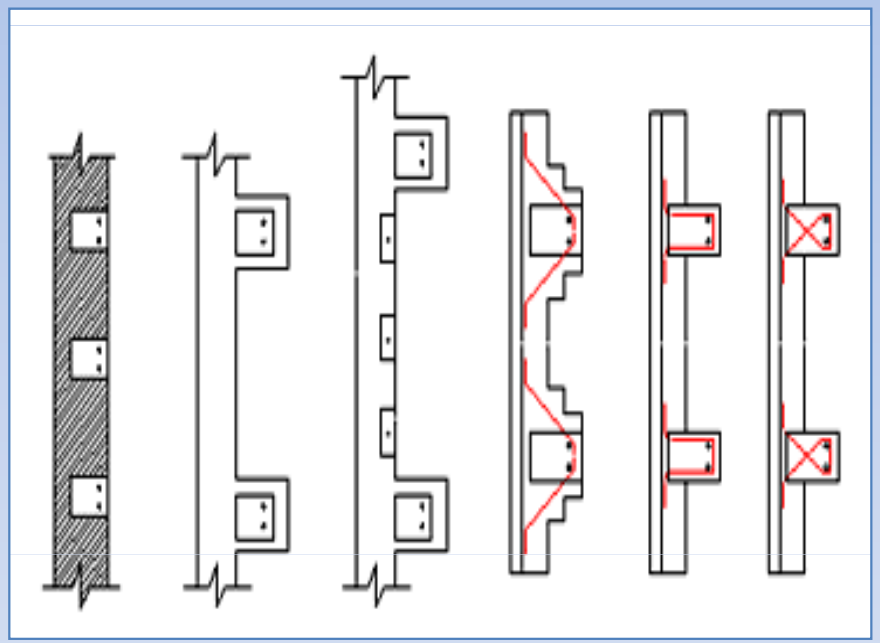
I rinforzi metallici sono disposti ad intervalli regolari, con l'armatura orizzontale disposta in corrispondenza dei ricorsi orizzontali di malta e e barre verticali disposte in appositi condotti verticali

Muratura ad armatura SU INTERCAPEDINE

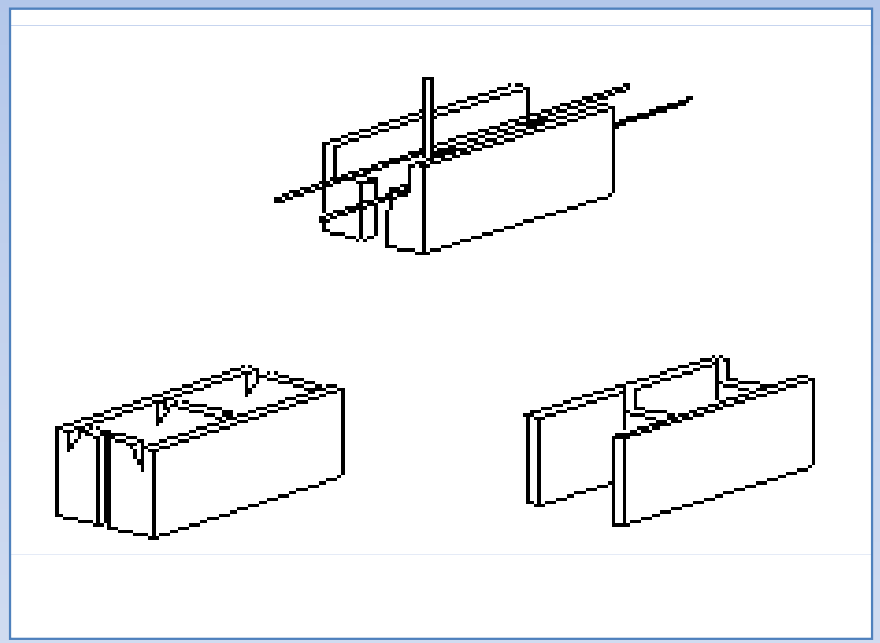
E' costituta da muri a doppia parete con interposto getto di conglomerato cementizio armato in cui il comportamento monolitico è assicurato dalle staffe di collegamento tra le due pareti

MURATURA AD ARMATURA CONCENTRATA

La muratura ad armatura concentrata può realizzarsi attraverso appositi muri di ritegno ovvero utilizzando blocchi con un'apposita sede per le armature



Muri di ritegno tipo "pocket type walls"

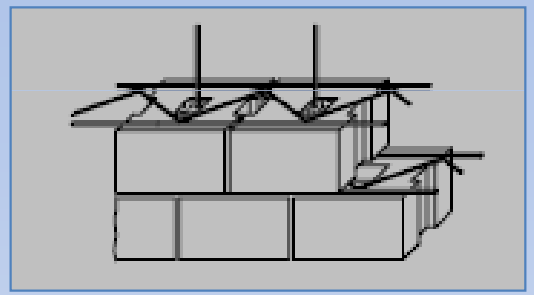


Blocchi con sede per le armature

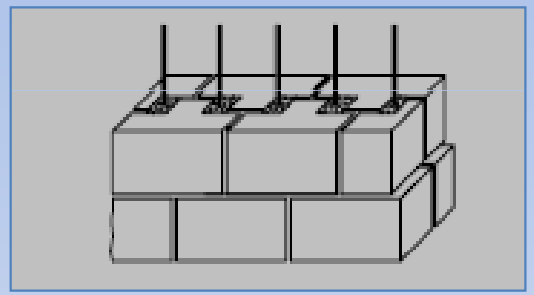
Potendosi utilizzare i blocchi anche per la realizzazione di murature ad armatura diffusa

MURATURA AD ARMATURA DIFFUSA

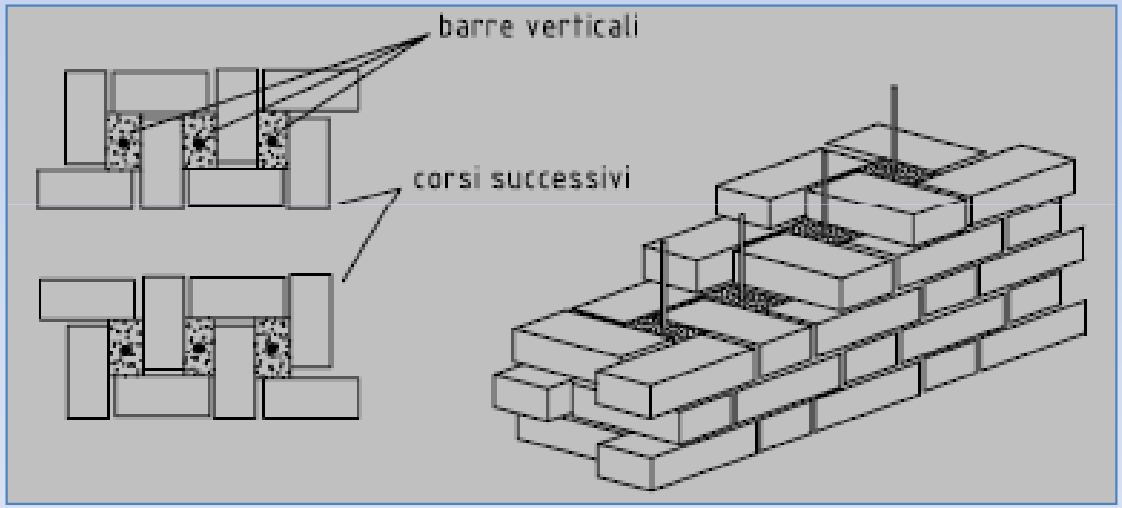
Il condotto verticale per la muratura ad armatura diffusa può realizzarsi attraverso unità appositamente conformate o anche adottando apposite disposizioni dei mattoni



Cavità nel blocco



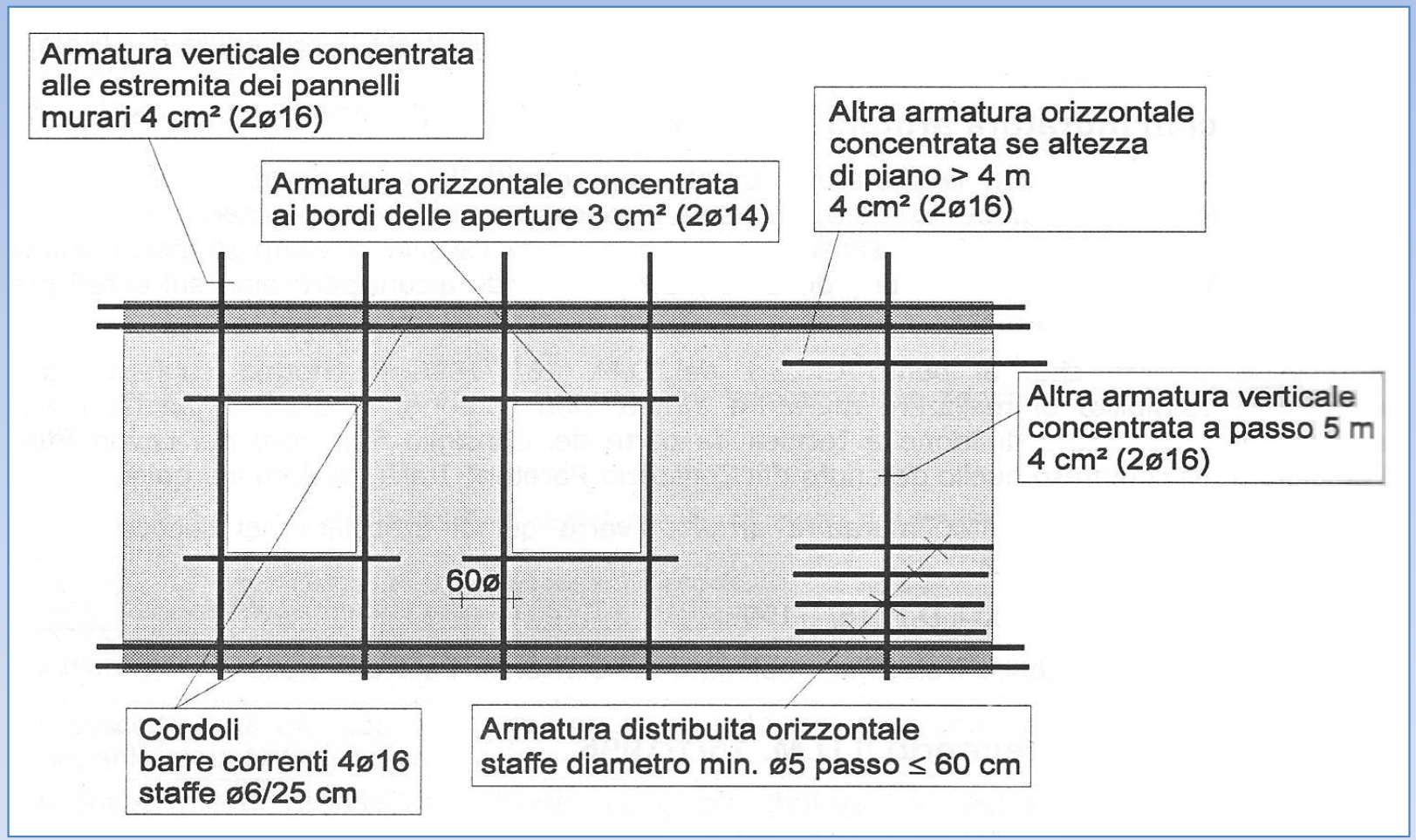
Cavità nei giunti



Muratura in mattoni pieni con disposizione "Quetta"

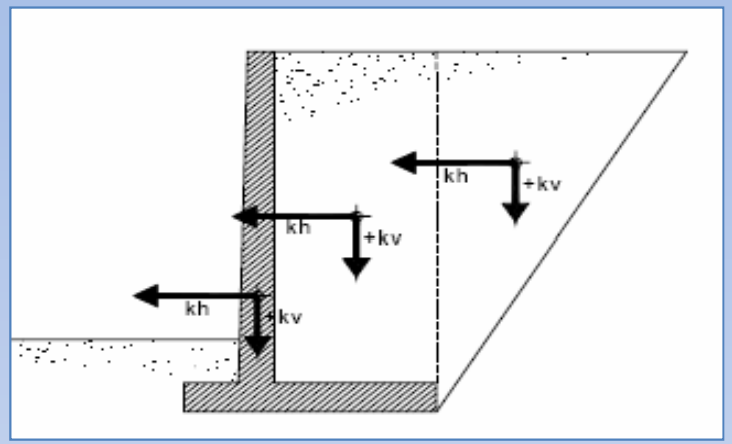
DISPOSIZIONE DELLE ARMATURE

Per chiarire dove disporre le armature, può farsi utile riferimento alla figura sottostante



Disposizione minima di armatura per muratura armata secondo D.M. 16/1/1996

MURI DI SOSTEGNO



Nell'analisi dei muri di sostegno, l'azione sismica può essere rappresentata, nelle verifiche allo stato limite ultimo, per mezzo di una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$
$$k_v = \pm 0{,}5 \cdot k_h$$

Essendo

a_{max} l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito pari a $a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$

β_m il coefficiente di accoppiamento muro-terreno pari a 1 per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, altrimenti desumibile dalla tabella seguente

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0{,}2 < a_g(g) \leq 0{,}4$	0,31	0,31
$0{,}1 < a_g(g) \leq 0{,}2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0{,}1$	0,20	0,18

L'incremento di spinta dovuta al sisma si può assumere agisca nello stesso punto di quella statica per muri liberi di traslare o di ruotare intorno al piede ovvero a metà altezza del muro altrimenti

MURI DI SOSTEGNO

Noti i coefficienti sismici orizzontale e verticale, la spinta totale di progetto E_d esercitata da un terrapieno su di un'opera di sostegno è data dalla seguente espressione

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 + E_{ws}$$

Essendo

H	l'altezza del muro
E_{ws}	la spinta idrostatica
γ^*	il peso specifico del terreno secco γ se soprafalda
	il peso specifico del terreno saturo meno il peso specifico dell'acqua $\gamma - \gamma_w$ se sottofalda
K	il coefficiente di spinta del terreno per effetto sia statico che dinamico

Inoltre in presenza di acqua libera contro la parete esterna del muro, si deve tenere conto dell'effetto idrodinamico indotto dal sisma sull'acqua valutandone le escursioni di pressione positive e negative

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z}$$

Dove q(z) è la sovrappressione alla profondità z rispetto al pelo libero dell'acqua posto alla quota h

COEFFICIENTI DI SPINTA

I coefficienti di spinta del terreno possono essere calcolati mediante la formula di Monobe e Okabe

Stati di spinta attiva

$$\beta \le \phi - \theta \Rightarrow K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta \Rightarrow K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\phi + \theta - \delta)}$$

Stati di spinta passiva

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\phi \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \theta)}}\right]^2}$$

Essendo

ϕ e δ gli angoli di resistenza a taglio del terreno e tra terreno e muro

ψ e β gli angoli rispetto l'orizzontale della parete a monte e del terrapieno

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

PARATIE

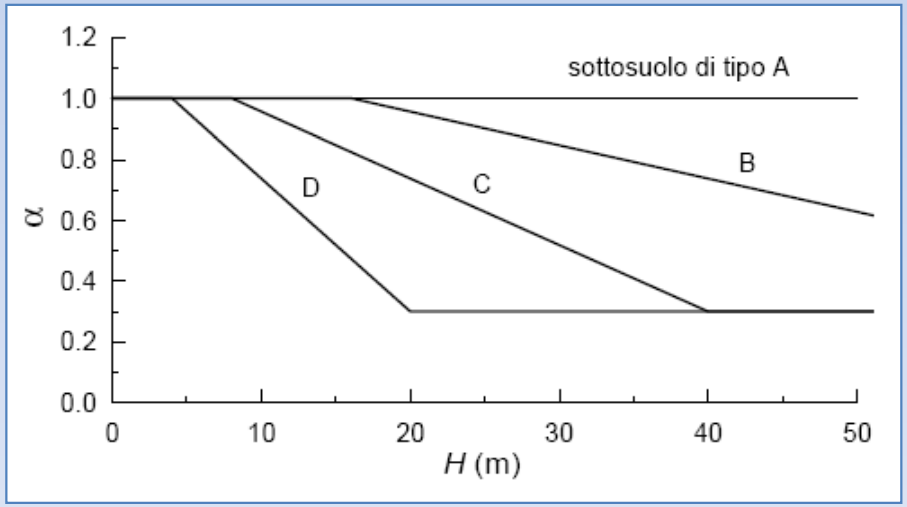
Nell'analisi delle paratie, l'azione sismica può essere definita per mezzo di un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo con le seguenti componenti orizzontale e verticale

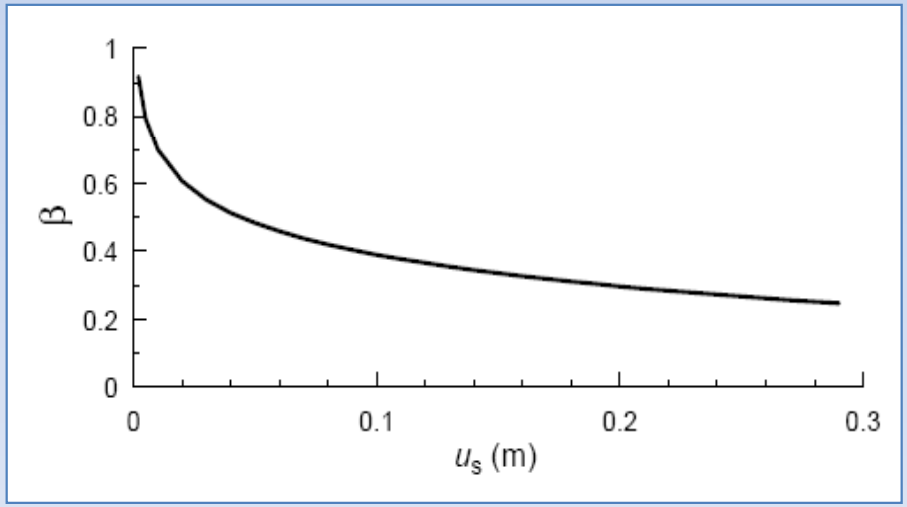
$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max} = \alpha \cdot \beta \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g$$
$$a_v = 0$$

$$\alpha \cdot \beta \geq 0{,}2$$

α è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera a partire dall'altezza della paratia H (pari ad 1 per equilibrio limite passivo)

β è un coefficiente che tiene conto della capacità dell'opera di subire uno spostamento u_s senza cadute di resistenza (in ogni caso $u_s \leq 0{,}005 \cdot H$)





BIBLIOGRAFIA

Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008

Circolare applicativa del D.M. 14 gennaio 2008

Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996

Commentario al D.M. 16.01.1996 e alla Circ. n. 65/AA.GG. del 10.04.1997

UNI EN 1998-1

Ordinanza Presidente Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003 n. 3274

Ordinanza Presidente Consiglio dei Ministri 3 maggio 2005, n. 3431

"Edifici esistenti in muratura", di Domenico Liberatore

"Strutture in muratura di nuova costruzione", di Guido Magenes

"L'edificio in muratura", di G. Righetti e L. Bari

"La progettazione strutturale antisismica", di Walter Salvatore