

**ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. 16.1.1996
e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.**

**CAP. 6 - EDIFICI IN MURATURA ARMATA
(par. C.5.3)**

(Antonio Borri, Emanuela Speranzini)

SOMMARIO

- 6.1. Generalità 6.3
- 6.2. Esame ragionato delle prescrizioni di norma 6.5
 - 6.2.1. Caratteristiche tipologiche e materiali 6.5
 - 6.2.2. Concezione e caratteristiche strutturali dell'edificio 6.7
 - 6.2.3. Analisi strutturale dell'edificio 6.7
 - 6.2.4. Dettagli costruttivi e minimi normativi 6.12
- 6.3. Commenti e miglioramenti possibili 6.16
- 6.4. Esempi di applicazione 6.17
 - 6.4.1. Analisi semplificata 6.18
 - 6.4.2. Analisi strutturale completa 6.24
- 6.5. Conclusioni 6.35
- 6.6. Bibliografia 6.37

CAP. 6 - EDIFICI IN MURATURA ARMATA (par. C.5.3)

(Antonio Borri, Emanuela Speranzini)

6.1. GENERALITA'

L'uso di affiancare alla muratura altri materiali con differenti caratteristiche strutturali risale sino ad epoche remote: esempi in tal senso sono le intelaiature lignee adottate per l'ingabbiamento degli elementi murari e le barre e le orditure metalliche utilizzate all'interno della muratura in guisa di tirantature e di rinforzi puntuali allo scopo di migliorare il comportamento degli elementi murari. La consapevolezza che il comportamento strutturale di una muratura può migliorare sensibilmente con la collaborazione di materiali più duttili del laterizio, soprattutto quando si è in presenza di sollecitazioni dinamiche come quelle indotte da un sisma, ha portato all'affermarsi della muratura armata come tecnica a se stante.

Questa modalità costruttiva si è basata per lungo tempo su una interpretazione empirica della collaborazione tra laterizi ed elementi di rinforzo ed ha avuto grande sviluppo nel tempo in conseguenza anche del perfezionamento delle proprietà dei materiali che la costituiscono.

Le prime documentazioni sono dovute a Sir M.J. Brunel e risalgono al 1825; lo studio sistematico di questa tecnica fu però affrontato solo intorno al 1920 in India e in Giappone. In seguito alle conseguenze catastrofiche di terremoti quale quello di Long Beach (1933), l'impiego della muratura armata si è poi estesa notevolmente negli Stati Uniti (1,2).

Nei vari anni e nei vari paesi gli edifici in muratura armata si sono caratterizzati per gli obiettivi particolari che si intendevano raggiungere attraverso l'intervento dell'armatura.

In Germania le ricerche in questo settore furono rivolte principalmente allo sviluppo di blocchi in laterizio ad elevate percentuali di foratura con lo scopo di ottenere per essi notevoli caratteristiche di isolamento termico; il loro abbinamento con l'armatura è stata oggetto di attenti studi sperimentali, ma è stato poi adottato essenzialmente solo per applicazioni di grande rilievo.

In Gran Bretagna, in assenza di problemi sismici, la muratura armata è stata sviluppata per fornire una più ampia varietà di soluzioni architettoniche alla tipologia delle costruzioni in muratura consentendo particolari soluzioni tecnologiche attraverso la realizzazione di architravi, travi-parete, pareti a sbalzo, muri di sostegno.

Negli Stati Uniti, ed in particolare nelle regioni più soggette al rischio sismico, la muratura armata si è sviluppata sin dall'inizio del secolo per conferire agli edifici tradizionali una adeguata resistenza a rilevanti azioni sismiche. Attualmente la muratura armata viene normalmente impiegata come un qualsiasi altro procedimento costruttivo ed è utilizzata anche per edifici di grande altezza (sono stati realizzati edifici in muratura armata di altezza fino a 20 piani).

In Italia, almeno fino ad oggi, l'impiego di questa tecnica poteva avvenire solo sulla base di una certificazione di idoneità rilasciata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, a seguito di documentazione sperimentale e di un progetto presentato da un produttore. L'entrata in vigore delle presenti norme tecniche per costruzioni in zone sismiche ha compiuto il passo definitivo consentendo il progetto, il calcolo e l'utilizzo della muratura armata al pari degli altri procedimenti costruttivi.

Alla base dell'impiego dell'armatura si trova la considerazione che la muratura semplice ha un comportamento tendenzialmente fragile, specie se sottoposta a sollecitazioni cicliche e presenta una scarsa resistenza a trazione: l'inserimento di armature metalliche aumenta sia la duttilità che la resistenza a taglio e a flessione delle pareti murarie.

Da ciò segue che generalmente le armature sono accoppiate alla muratura seguendo il criterio che sta alla base delle strutture in cemento armato e cioè affidando all'acciaio gli sforzi di trazione che la muratura non è in grado

di sopportare. Tuttavia questa concezione della muratura armata viene seguita integralmente in pochi casi poiché comporta elevate quantità di acciaio e conseguentemente soluzioni costose.

Risulta invece più interessante l'utilizzo dell'armatura in percentuali ridotte per conferire alla muratura alcune qualità di particolare rilevanza per le problematiche sismiche quali: la duttilità, la capacità di dissipare energia, la conservazione dell'integrità e della resistenza dopo eventi sismici.

Le tipologie di muratura armata che principalmente si sono affermate si differenziano nelle modalità di disposizione dell'armatura ed in tal senso si è soliti distinguere tra muratura ad armatura concentrata e muratura ad armatura diffusa. Tali tipologie possono essere qui descritte come segue(3):

muratura ad armatura concentrata: i rinforzi metallici sono collocati in travetti e pilastri entro i quali è contenuta la muratura (Fig. 6.1). Si realizza così un sistema strutturale unitario costituito dai pannelli murari e dall'intelaiatura in c.a.. La muratura con armatura concentrata può essere anche realizzata utilizzando blocchi con perforazioni orizzontali (Fig. 6.2).

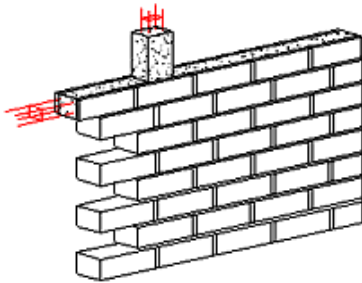


Fig. 6.1 - Muratura ad armatura concentrata (3)

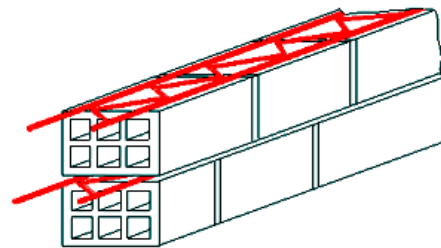


Fig. 6.2 - Blocchi a perforazione orizzontale (3)

Tra questi ultimi si ricordano quelli per i quali la configurazione dei fori è stata studiata in modo tale da conferire rilevanti caratteristiche di isolamento termico; queste unità sono generalmente caratterizzate da resistenza non elevata per cui il loro impiego risulta limitato ad edifici di modesta altezza. Altro esempio di muratura con armatura concentrata è costituito dai muri di ritegno detti “pocket type walls” in cui i pilastri possono essere realizzati o nello spessore del muro o anche esternamente (Fig. 6.3); muratura ad armatura diffusa: i rinforzi metallici sono disposti ad intervalli regolari. L'armatura orizzontale può essere costituita sia da barre che da tralici e viene disposta in corrispondenza dei ricorsi orizzontali di malta che devono essere realizzati con spessore appropriato; quando si utilizzano semplici barre, l'armatura può essere collocata in apposite sedi (Fig. 6.4).

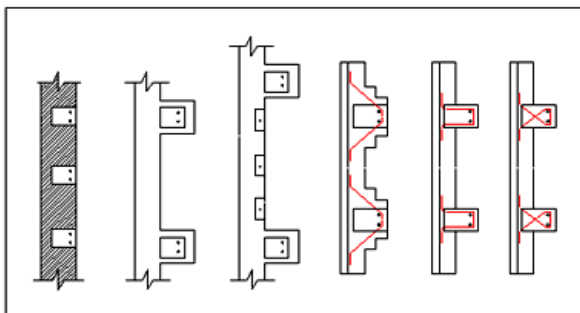


Fig. 6.3 - Muri armati denominati “pocket type walls” (3)

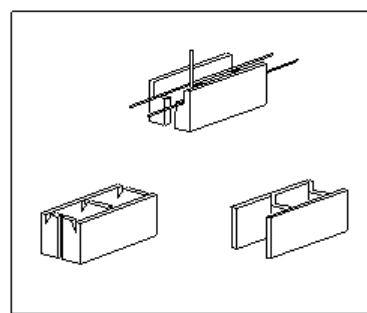


Fig. 6.4 - Blocchi con apposita sede per armatura orizzontale (3)

L'armatura verticale è costituita essenzialmente da barre; per consentire il passaggio delle barre verticali e contemporaneamente lo sfalsamento delle unità tra due corsi successivi, le unità stesse devono essere opportunamente conformate creando un condotto verticale di sezione costante (Fig.6.5).

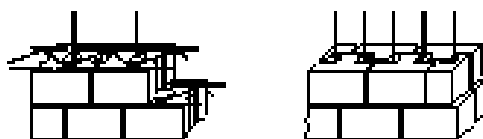


Fig. 6.5 - Tipi di unità per muratura armata ad armatura diffusa (3)

Le cavità per il passaggio dell'armatura verticale possono essere previste nel blocco stesso oppure risultare dall'orditura della muratura, come nel caso dei blocchi a T. La muratura con armatura diffusa può essere realizzata anche con l'impiego di mattoni pieni, adottando la disposizione "Quetta" (Fig. 6.6) che prende il nome dalla città del Pakistan in cui fu utilizzata per la prima volta.

Una terza categoria di muratura armata ampiamente usata in vari paesi (ma non prevista attualmente dalle norme italiane) è rappresentata dalla muratura ad intercapedine armata costituita da muri a doppia parete con interposto getto di conglomerato cementizio armato (Fig. 6.7); in questo caso l'aderenza tra armatura verticale e muratura è garantita dal getto di calcestruzzo fluido con cui si riempie l'intercapedine, l'omogeneità del getto dipende dalla scelta di una opportuna granulometria dell'inerte e dalla corretta esecuzione delle pareti contigue, il comportamento monolitico è assicurato dalle staffe di collegamento tra le due pareti.

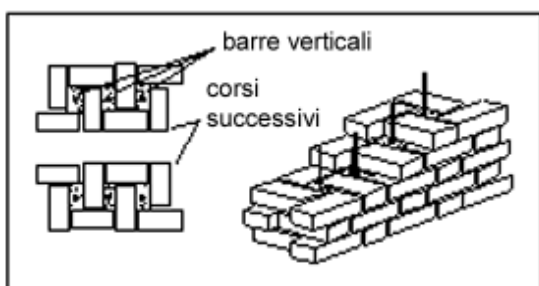


Fig. 6.6 - Muratura ad armatura diffusa: disposizione "Quetta" (3)

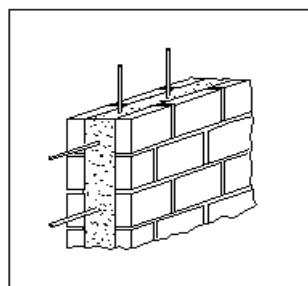


Fig. 6.7 - Muratura ad intercapedine armata

6.2. ESAME RAGIONATO DELLE PRESCRIZIONI DI NORMA

Nel presente paragrafo si intende esaminare in dettaglio la parte che il D.M. 16.01.96 e la circolare esplicativa associata dedicano alla muratura armata, con gli obiettivi di:

- illustrare con maggior dettaglio le prescrizioni normative;
- rendere autocontenuto e più facilmente leggibile il testo, eliminando salti e richiami ad altri punti.

Infatti nella parte delle murature armate, le norme contengono frequenti rimandi ad altri articoli della normativa, introducendo talvolta modifiche e variazioni numeriche rispetto al testo richiamato che obbligano chi consulta il D.M. a ripetute elaborazioni ed interpretazioni del testo.

6.2.1. CARATTERISTICHE TIPOLOGICHE E MATERIALI

Il D.M. 16.01.96 intende per muratura armata quella muratura realizzata con elementi resistenti artificiali semipieni tali da consentire la realizzazione di pareti murarie che inglobano armature metalliche verticali e

orizzontali. L'armatura deve essere concentrata alle estremità verticali e orizzontali dei pannelli murari, essendo questi ultimi definiti come "porzioni di muratura comprese tra due diaframmi orizzontali successivi o tra due aperture o intersezioni che le limitano lateralmente" e ove necessario disposta diffusa all'interno della muratura.

Non è prevista la possibilità di realizzare murature armate con l'impiego di elementi naturali. Non è ammessa la realizzazione di edifici mediante altra tipologia se non ne sia comprovata l'idoneità da una dichiarazione rilasciata dal Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici su conforme parere del Consiglio stesso.

Gli elementi resistenti da utilizzare nella realizzazione della muratura armata sono quelli indicati dal D.M. 20.11.87 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento" e possono essere in laterizio normale, laterizio alleggerito in pasta, calcestruzzo normale e calcestruzzo alleggerito; tali elementi devono essere posti in opera esclusivamente con malte di classe M1-M2 (Tab. 6.1), ponendo particolare cura al riempimento dei giunti orizzontali e verticali.

Tab. 6.1 - Classe e composizione delle malte consentite per la posa in opera

Classe	Tipo di malta	Composizione		
		Cemento	Calce Idraulica	Sabbia
M1	Cementizia	1	-	3
M2	Cementizia	1	0.50	4

La malta o il conglomerato di riempimento dei vani dove alloggiare le armature deve avere resistenza caratteristica cubica non inferiore a 15 MPa, mentre gli elementi resistenti artificiali semipieni devono avere resistenza caratteristica a compressione non inferiore ai seguenti valori:

- 5 MPa nella direzione dei carichi verticali;
- 1.5 MPa nella direzione ortogonale ai carichi verticali e nel piano della muratura.

Le tensioni ammissibili sulla muratura, nel caso di carichi escluso il sisma, sono quelle indicate dal D.M. 20.11.87 per muratura non armata (Tab. 6.2).

Tab. 6.2 - Tensioni ammissibili a compressione nelle murature

Resistenza caratteristica a compressione dell'elemento (MPa) f_{bk}	Tensione ammissibile per la muratura (MPa) per tipo di malta	
	M1	M2
2.0	1.2	1.2
3.0	2.2	2.2
5.0	3.5	3.4
7.5	5.0	4.5
10.0	6.2	5.3
15.0	8.2	6.7
20.0	9.7	8.0
30.0	12.0	10.0
40.0	14.3	12.0

Le barre di armatura devono essere esclusivamente del tipo ad aderenza migliorata; i valori delle tensioni ammissibili da assumere sono quelli indicati per le strutture in c.a. dal D.M. 09.01.96 (Tab. 6.3).

Tab. 6.3 - Tensione ammissibile negli acciai ad aderenza migliorata

TIPO DI ACCIAIO	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Fe B 38 K	215
Fe B 44 K	255

Ai fini della loro accettazione i controlli sui materiali vanno effettuati secondo quanto previsto nel D.M. 20.11.87, sia all'origine presso gli stabilimenti, sia in cantiere. In particolare il Direttore dei lavori dovrà verificare che ciascuna fornitura riguardante tanto gli elementi per la muratura che le barre in acciaio, sia accompagnata dal relativo certificato di origine, controllando che le caratteristiche certificate corrispondano a quanto richiesto dal progetto e dalle norme. Inoltre il Direttore dei lavori può valutare l'opportunità di disporre di ulteriori controlli per accertare che i materiali da mettere in opera posseggano effettivamente le caratteristiche dichiarate dal produttore; al riguardo si ricorda che, nei progetti nei quali la verifica di stabilità richieda un valore di $f_k \geq 8$ Mpa, la direzione lavori procederà al controllo del valore di f_k secondo le modalità sperimentali descritte nell'Allegato 2 al D.M. 20/11/87.

6.2.2. CONCEZIONE E CARATTERISTICHE STRUTTURALI DELL'EDIFICIO

Ai fini strutturali la parete armata deve essere considerata come una lastra continua eventualmente forata per la presenza delle aperture, efficacemente ammorzata ai solai e soggetta ad azioni complanari. Conseguentemente l'edificio in muratura armata deve essere concepito come una struttura tridimensionale che reagisce alle azioni esterne con un comportamento unitario globale affidando alle murature disposte secondo la direzione considerata la resistenza alle azioni sismiche orizzontali.

A tal fine i solai devono comportarsi come lastre di deformabilità trascurabile, rispetto a quella delle pareti, per sollecitazioni nel proprio piano; oltre quindi ad avere dimensioni e resistenza adeguate, devono in generale non subire interruzioni né brusche variazioni di dimensioni ed essere convenientemente collegati a tutte le pareti. La continuità tra i solai e le pareti costituisce quindi una condizione essenziale ai fini del trasferimento e della ripartizione delle azioni sismiche. I solai che non costituiscono un diaframma rigido (ad esempio quando sono presenti grandi aperture come quelle create da vani scala o ambienti a doppio volume o quando sono realizzati in legno) non possono essere considerati nel computo della rigidezza degli impalcati.

Inoltre tutte le strutture costituenti i vari orizzontamenti, comprese le coperture di ogni tipo, non devono essere spingenti; se sono presenti elementi spingenti inclusi archi e volte, le spinte orizzontali da questi esercitate, valutate tenendo conto dell'azione sismica, devono essere eliminate con tiranti o cerchiature oppure devono essere riportate alle fondazioni mediante idonee disposizioni strutturali.

Le fondazioni saranno generalmente costituite da cordoli armati continui, tali da formare un reticolo chiuso o se necessario da platee. La struttura in elevazione nel piano interrato o seminterrato può essere realizzata anche con muri in calcestruzzo armato purché di spessore almeno pari a quello della muratura sovrastante.

6.2.3. ANALISI STRUTTURALE DELL'EDIFICIO

Nella realizzazione della costruzione in muratura armata occorre tenere conto, oltre che della normativa di cui al presente commentario, anche delle vigenti norme tecniche riguardanti gli edifici in muratura (D.M. 20.11.87), i carichi e i sovraccarichi (D.M. 16.01.96), i terreni e le opere di fondazione (D.M. 11.03.88) e dei loro successivi aggiornamenti e modificazioni, ove non contrastanti con il presente decreto.

Per il calcolo dell'edificio il D.M. 16.01.96 segue una logica che può essere sinteticamente rappresentata nel diagramma di flusso di Fig. 6.8 i cui contenuti vengono qui di seguito descritti e all'interno del quale si possono riconoscere due percorsi principali:

A) analisi semplificata; B) analisi strutturale completa.

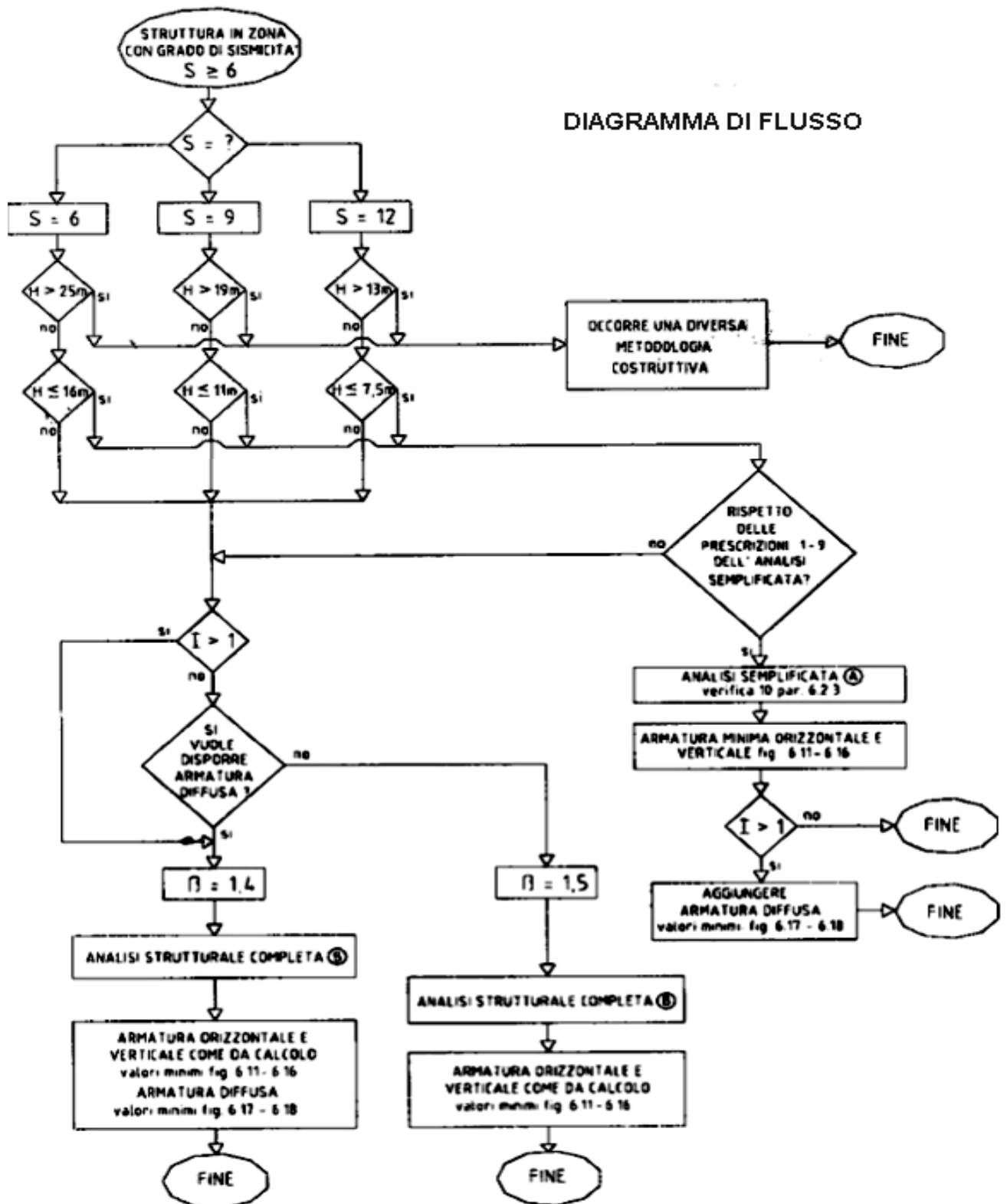


Fig. 6.8 - Diagramma di flusso per il calcolo di edifici in muratura armata soggetti ad azione sismica.

L'analisi semplificata potrà essere adottata solo nel caso in cui l'edificio rispetti una serie di requisiti richiesti dalla normativa relativamente alle caratteristiche geometriche, alle caratteristiche strutturali ed ai carichi ed in tale ipotesi permette di riportare la verifica alle azioni sismiche ad una semplice verifica convenzionale sui valori delle tensioni sulla muratura sotto l'azione dei carichi verticali.

Nel caso in cui tali requisiti non sono rispettati è necessario ricorrere all'analisi completa in situazione sismica. I due metodi vengono qui descritti dettagliatamente; nel successivo paragrafo 6.4 verranno esaminati due esempi numerici illustrativi delle due diverse analisi.

A) Analisi semplificata

L'analisi semplificata consiste nel progettare l'edificio nel rispetto di una serie di "regole costruttive" (le prescrizioni geometriche e progettuali di seguito riportate) e nell'effettuare una verifica sui valori delle tensioni nelle murature sottoposte all'azione dei carichi verticali.

Prescrizioni geometriche e progettuali.

1) *Forma dell'edificio*: la pianta dell'edificio deve essere il più possibile compatta e simmetrica rispetto ai due assi ortogonali; in particolare, nel caso di pianta rettangolare, il rapporto tra lato minore e lato maggiore, al netto dei balconi, non deve risultare inferiore ad 1/3. La distribuzione delle aperture dei muri, in pianta e in elevazione, deve essere tale da garantire, per quanto possibile, la simmetria strutturale e l'allineamento verticale (in mancanza di tale allineamento v. punto C.5.2.i). L'altezza dell'edificio non deve superare i seguenti limiti:

m 16 in zone con grado di sismicità $S = 6$

m 11 in zone con grado di sismicità $S = 9$

m 7.5 in zone con grado di sismicità $S = 12$.

2) *Interasse tra i muri trasversali*: ciascun muro maestro deve essere intersecato da altri muri maestri trasversali, ad esso ben ammassati, ad interasse non superiore a 7 m.

3) *Continuità dei setti*: in corrispondenza degli incroci d'angolo dei muri maestri perimetrali, al fine di garantirne la continuità, si devono prevedere, su entrambi i lati, zone di muratura di lunghezza pari ad almeno 1 m (valutata considerando anche lo spessore del muro ortogonale).

4) *Altezza e snellezza dei setti murari*: la distanza massima fra lo spiccatto delle fondazioni e l'intradosso del primo solaio o fra due solai successivi non deve superare 7 m. La snellezza dei setti murari deve essere non superiore a 14.

5) *Spessore delle murature*: lo spessore delle murature, al netto dell'intonaco, deve essere non inferiore a 24 cm. In fondazione le murature devono presentare un aumento di spessore di almeno 20 cm.

6) *Sovraccarico massimo*: si deve prevedere un sovraccarico non superiore a 4.00 kN/m².

7) *Armatura minima*: le armature devono rispettare le prescrizioni relative alle sezioni minime da inserire nei pannelli murari come indicato al successivo paragrafo 6.2.4.

8) *Cordoli*: in corrispondenza dei solai di piano e di copertura, i cordoli devono avere altezza almeno pari a quella del solaio e comunque non inferiore a 15 cm e larghezza pari a quella della muratura sottostante. Si può prevedere una riduzione di larghezza fino a 6 cm per l'arretramento del filo esterno allo scopo di permettere la realizzazione di murature con paramento a vista. L'area dell'armatura deve essere maggiore o al più uguale a 8 cm² e costituita almeno da $\phi 16$; le staffe devono essere non inferiori a $\phi 6/25$ ". Per garantire l'ancoraggio, le travi metalliche e i travetti prefabbricati devono essere prolungati nel cordolo del solaio almeno per metà della larghezza del cordolo stesso e comunque per almeno 12 cm. Per le travi metalliche si devono prevedere inoltre appositi ancoraggi.

9) *Area della muratura resistente*: l'area della sezione di muratura resistente alle azioni orizzontali, espressa come percentuale della superficie totale dell'edificio e valutata al netto delle aperture, non deve essere inferiore, per ciascun piano di verifica, ai valori di cui alla Tab. 6.4 in funzione della sismicità della zona. Dette percentuali devono essere rispettate in entrambe le direzioni principali.

Nella verifica del generico piano si devono prendere in considerazione esclusivamente le porzioni di muri che presentino continuità verticale dal piano oggetto di verifica fino alle fondazioni e i muri aventi rapporto altezza/lunghezza non superiore a 3.

Tab. 6.4 - Valori percentuali minimi dell'area resistente ai vari piani. Verifica delle tensioni

	S = 6 o S = 9				
	piano I	piano II	piano III	piano IV	piano V
Edifici a 1 piano	3.5	—	—	—	—
Edifici a 2 piani	3.5	3.5	—	—	—
Edifici a 3 piani	4.5	3.5	3.5	—	—
Edifici a 4 piani	4.5	4.5	3.5	3.5	—
Edifici a 5 piani	5.5	5.5	4.5	4.5	3.5
	S = 12				
	piano I	piano II	piano III	piano IV	—
Edifici a 1 piano	4.5	—	—	—	—
Edifici a 2 piani	4.5	4.5	—	—	—
Edifici a 3 piani	5.5	4.5	4.5	—	—
Edifici a 4 piani	5.5	5.5	4.5	4.5	—

10) *Tensioni sulla muratura*: occorre verificare che per i muri del piano più basso dell'edificio, nonché per i muri di ogni piano per il quale si determini almeno una delle seguenti situazioni: - gli spessori di uno o più muri risultino minori dei corrispondenti spessori del piano inferiore - l'incidenza delle aperture risulti superiore a quella relativa al piano inferiore, risulti:

$$\sigma = \frac{N}{0,6A} < \bar{\sigma}_m$$

dove:

N = carico verticale totale gravante sul piano in esame;

A = area totale, al netto delle aperture, dei muri resistenti al piano in esame.

Occorre qui ricordare che nel caso in cui le aperture non sono verticalmente allineate si prendono in considerazione esclusivamente le porzioni di muri che presentino continuità verticale dal piano oggetto di verifica fino alle fondazioni;

$\bar{\sigma}_m$ = tensione ammissibile della muratura (Tab. 6.2).

Quanto sopra, se verificato, è sufficiente per quanto concerne le azioni sismiche; resta comunque la necessità delle eventuali verifiche previste dagli appositi decreti ministeriali, per i singoli casi, nei riguardi dei carichi verticali e delle azioni orizzontali dovute al vento, nonché nei riguardi del terreno di fondazione.

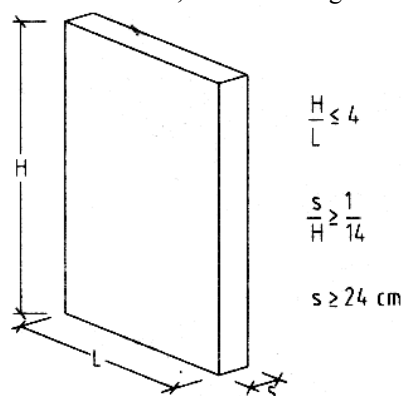


Fig. 6.9 - Limiti dimensionali ai fini della verifica sismica

B) Analisi strutturale completa

Quando l'edificio non rispetta le prescrizioni di cui ai precedenti punti 1-9 (fermi restando i limiti di altezza: m 25 per S = 6, m 19 per S = 9 e m 13 per S = 12, al di là dei quali occorre rivolgersi ad altra tecnologia

costruttiva) o non è soddisfatta la verifica di cui al precedente punto 10, è necessario effettuare l'analisi strutturale completa dell'edificio.

Il calcolo deve essere eseguito separatamente per le condizioni di carico corrispondenti a:

- situazione non sismica
- situazione sismica.

In situazione non sismica deve essere rispettato il D.M. 20.11.87 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento", mentre in situazione sismica si deve rispettare il decreto qui esaminato. In tale caso gli elementi strutturali resistenti da considerare sono:

- i pannelli murari ad altezza di piano, cioè le porzioni di muratura delimitate verticalmente da due diaframmi orizzontali (solai rigidi) e orizzontalmente da aperture o intersezioni murarie;
- tutte le altre porzioni di muratura che collegano fra loro pannelli murari complanari.

Inoltre le porzioni di muratura da prendere in considerazione devono avere un rapporto altezza/larghezza non superiore a 4, spessore non inferiore ad 1/14 dell'altezza e/o comunque non inferiore a 24 cm (Fig. 6.9). I setti che non rispettano tali limiti possono però essere considerati ai fini della resistenza ai carichi verticali .

L'analisi sismica dell'edificio deve essere svolta sulla base di un modello della struttura che ne rappresenti il suo carattere tridimensionale. Nei casi comuni tale modello può essere costituito da un insieme di pareti disposte in pianta secondo due direzioni ortogonali e collegate ai piani da diaframmi assunti come rigidi nella loro effettiva posizione. Le pareti comprendenti aperture regolarmente disposte lungo l'altezza possono essere schematizzate con modelli a telaio, con le pareti piene costituenti i montanti e con le fasce sovrapporta e sovrafinestra costituenti le travi. La verifica sismica può essere effettuata secondo il metodo dell'analisi statica indicata per le strutture intelaiate, che viene qui riportata con le modifiche previste per il caso di edifici in muratura armata.

La forza orizzontale F_i alla generica quota, in una prefissata direzione, si ottiene dalla relazione:

$$F_i = K_{hi} W_i$$

essendo:

$$K_{hi} = C R \varepsilon \beta \gamma_i I ; \quad W_i = G_i + s Q_i$$

dove:

C è il coefficiente di intensità sismica e dipende dal grado di sismicità S della zona: $C = (S-2)/100$;

R è il coefficiente di risposta da assumere pari ad 1;

ε è il coefficiente di fondazione e si assume di regola uguale ad 1.

In presenza di stratigrafie caratterizzate da depositi alluvionali di spessore variabile da 5 a 20 metri, soprastanti terreni coesivi o litoidi con caratteristiche meccaniche significativamente superiori, si assumerà per il coefficiente ε il valore 1.3;

β è il coefficiente di struttura e deve essere assunto di norma pari ad 1.5, ma è riducibile ad 1.4 quando si prevede l'armatura diffusa aggiuntiva;

γ_i è il coefficiente di distribuzione che dipende dalla quota h_i del piano i -esimo rispetto allo spiccatto delle fondazioni e si valuta utilizzando l'espressione :

$$\gamma_i = h_i \frac{\sum_{j=1}^N W_j}{\sum_{j=1}^N W_{jhj}}$$

I è il coefficiente di protezione sismica per il quale si deve assumere il valore 1.4 per le opere la cui resistenza al sisma è di importanza primaria per le necessità della protezione civile, il valore 1.2 per le opere che presentano un particolare rischio per le loro caratteristiche d'uso ed il valore 1.0 per tutte le altre opere;

s è il coefficiente di distribuzione del sovraccarico e dipende dalla destinazione d'uso e assume i seguenti valori:

$s = 0.33$ per locali d'abitazione, uffici non aperti al pubblico, alberghi, coperture, balconi;

- $s = 0.50$ per locali suscettibili di affollamento (ad esempio uffici aperti al pubblico, ristoranti, caffè, ecc.);
 $s = 1.00$ per locali suscettibili di grande affollamento (ad esempio tribune, negozi, scale, ecc.).

Effettuato il calcolo delle sollecitazioni si devono condurre le verifiche di resistenza delle sezioni degli elementi strutturali.

Per queste il testo normativo attuale prevede espressamente il metodo delle tensioni ammissibili; le tensioni di calcolo da considerare agli effetti della verifica devono essere valutate secondo la combinazione:

$$\alpha_p \pm \alpha$$

dove α_p sono le azioni dovute a tutti i carichi (ad eccezione del vento) considerati agenti contemporaneamente e α sono le sollecitazioni dovute al sisma convenzionale.

Nella circolare esplicativa si prevede anche la possibilità di utilizzare il metodo allo stato limite ultimo; in tale caso le tensioni di calcolo vanno valutate con:

$$\alpha'_p \pm 1.5 \alpha$$

dove α'_p sono le azioni dovute ai carichi e devono essere valutate con riferimento alla combinazione convenzionale di cui al punto B.8.2 delle presenti norme e cioè:

$$\alpha'_p = \gamma_g G_k + \gamma_p P_k + \gamma_q \left[Q_{tk} + \sum_{i=2}^n (\psi_{oi} Q_{ik}) \right]$$

essendo:

G_k = il valore caratteristico delle azioni permanenti;

P_k = il valore caratteristico della forza di precompressione;

Q_{tk} = il valore caratteristico del sovraccarico variabile di base;

Q_{ik} = i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;

$\gamma_g = 1.4$ (oppure 1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

$\gamma_p = 1.2$ (oppure 0.9 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

$\gamma_q = 1.5$ (oppure 0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

ψ_{oi} = coefficienti di combinazione allo stato limite ultimo da assumere pari a 0.7 per i carichi variabili di esercizio nei fabbricati per abitazione e uffici e per le azioni da neve, pari a 0 per le azioni da vento;

n = numero di azioni variabili tra loro indipendenti.

Le verifiche di resistenza vanno fatte su ciascuno degli elementi strutturali prescindendo dalla resistenza a trazione delle muratura.

Per le tensioni ammissibili dei materiali si assumono:

- per la muratura i valori indicati nel D.M. 20.11.87 per muratura non armata (Tab. 6.2); tali valori possono essere raddoppiati nel caso di verifiche tensionali sotto le azioni sismiche, data la breve durata delle sollecitazioni;

- per gli acciai i valori indicati per le strutture in c.a. dal D.M. 09.01.96 (Tab. 6.3).

6.2.4. DETTAGLI COSTRUTTIVI E MINIMI NORMATIVI

Negli edifici in muratura armata l'armatura è costituita, in generale, da quella richiesta dall'analisi strutturale e da quella aggiuntiva necessaria per soddisfare le esigenze di monoliticità, continuità e duttilità.

Le armature derivanti dall'analisi vanno disposte verticalmente in corrispondenza degli incroci e dei bordi dei pannelli murari e orizzontalmente lungo i bordi delle aperture (architravi o travi di collegamento tra pannelli affiancati).

Le armature aggiuntive comprendono le armature verticali disposte a distanze regolari nel corpo dei pannelli e le armature orizzontali disposte nei cordoli in corrispondenza dei solai e nel corpo dei pannelli a distanze regolari. Le barre di armatura devono essere esclusivamente del tipo ad aderenza migliorata (come definite dal D.M. 09.01.96), disposte in modo tale che la distanza tra la superficie esterna della barra e la superficie esterna del muro che la contiene sia non inferiore a 5 cm in modo da assicurarne la protezione nei confronti degli agenti corrosivi (esterni Fig. 6.10).

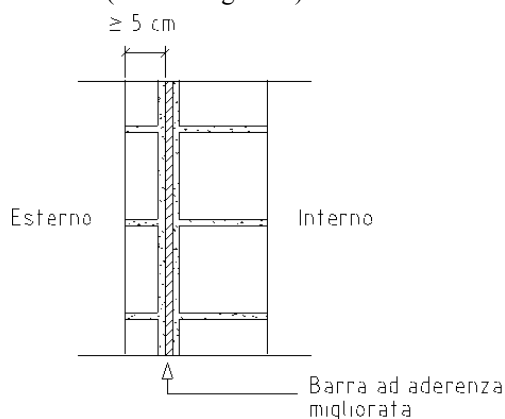


Fig. 6.10 - Distanza minima delle barre di armatura dalla superficie

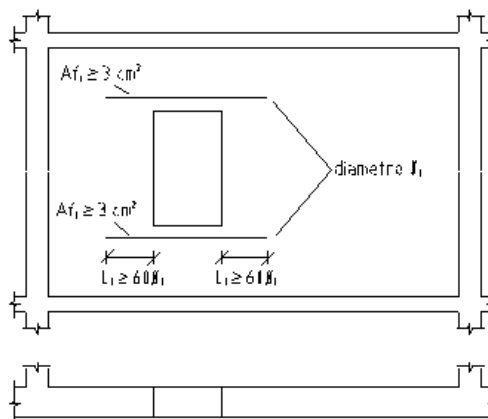


Fig. 6.11 - Armatura minima in corrispondenza delle aperture

La collocazione delle barre, la forma e la disposizione degli elementi resistenti devono essere tali da garantire lo sfalsamento dei giunti verticali di questi ultimi sia nel piano che nella sezione della muratura. Per la disposizione delle armature si devono rispettare le seguenti prescrizioni minime.

Armature minime in corrispondenza delle aperture

I bordi orizzontali delle aperture devono essere rinforzati da armature di sezione non inferiore a 3 cm^2 per ciascun bordo e prolungate ad entrambi i lati per una lunghezza pari ad almeno 60 volte il diametro (Fig. 6.11), ciò allo scopo di evitare lesioni per inflessioni di architravi in presenza di grandi luci, per stati di coazione e/o per concentrazioni di tensioni che possono insorgere in corrispondenza delle aperture.

Armature verticali minime

L'armatura verticale deve essere disposta in corrispondenza di tutti gli innesti, di tutti gli incroci murari e dei bordi liberi dei pannelli murari; la sezione trasversale complessiva deve essere quella risultante dall'analisi delle sollecitazioni, con un minimo di 4 cm^2 per estremità. Nel caso in cui il pannello ha una lunghezza superiore a 5 m, si deve disporre, nel corpo delle pareti, una ulteriore armatura verticale di sezione uguale a quella disposta alle estremità, in modo da non eccedere l'interesse di 5 m (Fig. 6.12).

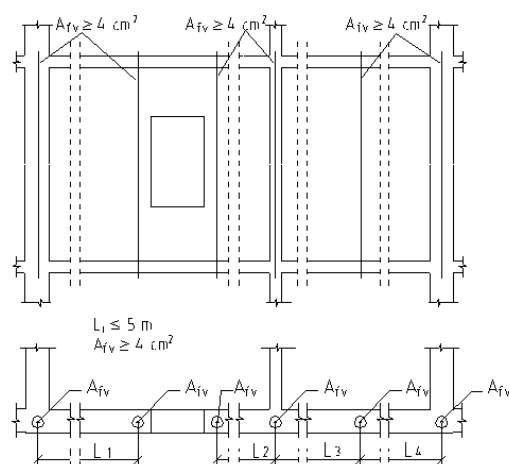


Fig. 6.12 - Armatura verticale minima A_{fv}

Le armature verticali devono essere continue per l'intera altezza del pannello murario ed efficacemente collegate alle corrispondenti armature dei muri soprastanti e sottostanti. Le armature che non proseguono ai piani successivi devono essere efficacemente ancorate al cordolo superiore.

Alla base dei pannelli di prima elevazione le barre verticali devono essere ancorate alla fondazione sottostante in maniera analoga a quella prevista per i cordoli dei solai. Tutte le armature verticali devono essere alloggiare in vani continui, presenti nella sezione degli elementi o formati per accostamento, destinati al getto di malta cementizia, di sezione tale che in ciascuno di essi risulti inscrivibile un cilindro di almeno 6 cm di diametro e in modo che sia assicurato l'efficace e completo riempimento di tali vani con malta o conglomerato cementizio.

Le sovrapposizioni devono garantire la continuità della trasmissione degli sforzi di trazione. Per fori in cui il diametro del cilindro inscrivibile sia superiore 10 cm, le barre devono essere opportunamente collegate in verticale ovvero staffate per tutta la lunghezza della sovrapposizione, lunghezza che deve essere maggiore o uguale a 60 diametri (Fig. 6.13).

Armature orizzontali minime

L'armatura orizzontale è costituita da:

- armatura presente nei cordoli realizzati in corrispondenza dei solai di piano e di copertura;
- armatura orizzontale diffusa;
- armatura di incatenamento, necessaria nel caso in cui i pannelli siano di altezza superiore a 4 metri.

I cordoli devono avere armatura minima costituita da barre longitudinali ϕ 16 per un'area totale minima di cm^2 8 e da staffe ϕ 6/25".

Le armature orizzontali diffuse devono essere di diametro non inferiore a 5 mm e disposte nel corpo della muratura a interassi non superiori a 60 cm, collegate mediante ripiegature alle barre verticali presenti alle estremità del pannello murario (Fig. 6.14). Tali minimi sono validi solo per strutture con coefficiente di protezione sismica I uguale a 1. In caso contrario tale armatura viene sostituita dall'armatura diffusa descritta successivamente.

L'armatura orizzontale di incatenamento deve essere di sezione non inferiore a cm^2 4 e disposta nel corpo delle pareti, in modo da non eccedere l'interesse di 4 m (Fig. 6.15). Questa armatura deve essere posta in opera con continuità con alloggiamenti all'interno di vani di dimensioni tali da permetterne il completo ricoprimento con la stessa malta usata per la muratura.

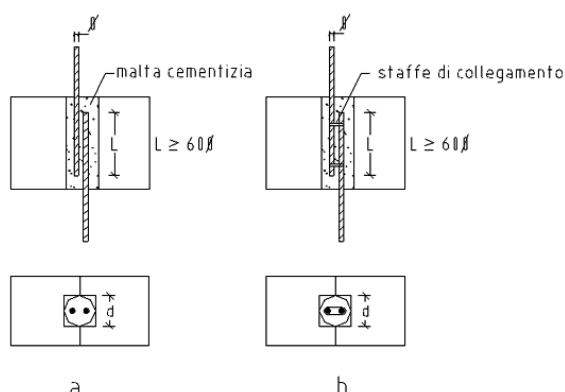


Fig. 6.13 - Collegamento delle barre di armatura verticale: a) caso $6 d \leq 10$ cm; b) caso $d > 10$ cm; ($d < 6$ cm non consentito) (12)

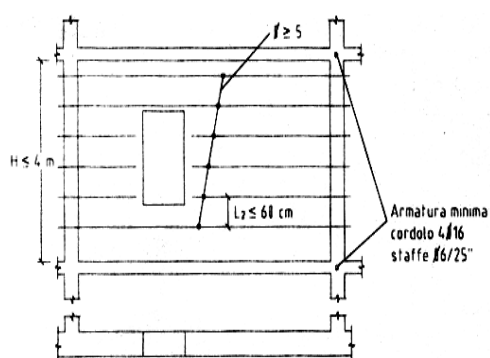


Fig. 6.14 - Armatura orizzontale minima (caso $H = 4.00$ m)

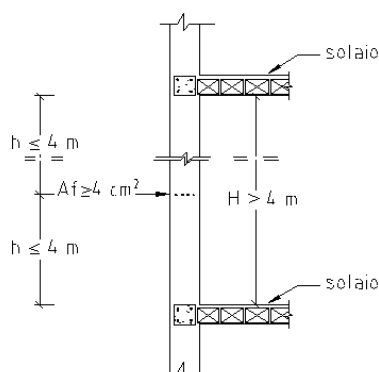


Fig. 6.15 - Armatura orizzontale supplementare (caso $H > 4.00$ m) (12)

Anche per le armature orizzontali la sovrapposizione delle barre per la ripresa va assunta almeno pari a 60 diametri. Per migliorare l'ammorsamento alle pareti ortogonali le barre devono essere ripiegate nel muro ortogonale per una lunghezza pari ad almeno 30 diametri (Fig. 6.16).

Armatura diffusa minima

Per le strutture per le quali sia il coefficiente di protezione sismica $I > 1$, al fine di migliorare la duttilità della muratura, si deve necessariamente prevedere un'armatura diffusa costituita da barre orizzontali e verticali, di sezione non inferiore a 0.2 cm^2 ciascuna, disposte nelle pareti murarie ad interassi non superiori al doppio dello spessore di ciascuna parete e collegate mediante ripiegatura alle barre rispettivamente verticali e orizzontali presenti alle estremità del pannello murario. La sezione complessiva delle barre verticali e delle barre orizzontali deve risultare non inferiore allo 0.4 per mille del prodotto dello spessore della parete per la sua lunghezza o della sua altezza rispettivamente (figg. 6.17 e 6.18).

Questa armatura diffusa è sostitutiva di quella minima orizzontale diffusa descritta precedentemente.

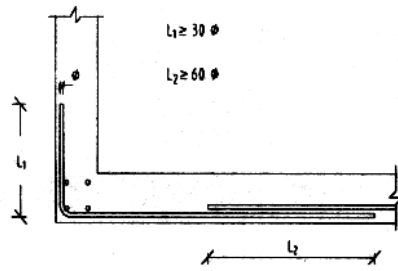


Fig. 6.16 - Lunghezza minima della sovrapposizione e del risvolto per armature orizzontali (Afv: armatura verticale - Afdv: armatura verticale diffusa)

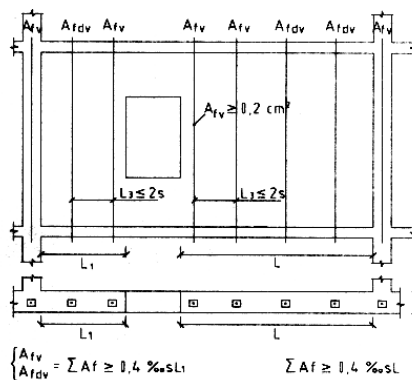


Fig. 6.17 - Caso $I > 1$: armatura verticale integrativa

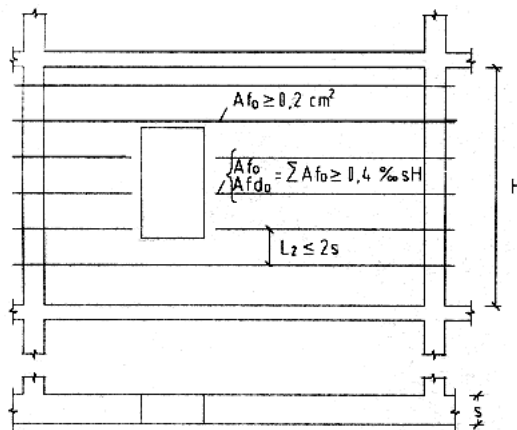


Fig. 6.18 - Caso $I > 1$: armatura orizzontale integrativa (Afo: armatura orizzontale - Afdo: armatura orizzontale diffusa)

6.3. COMMENTI E MIGLIORAMENTI POSSIBILI

Si può anzitutto ricordare che la normativa oggetto del presente commentario non prevede il caso di muratura ad intercapedine armata (caso particolare di muratura ad armatura diffusa), largamente utilizzata all'estero, costituita da muri a doppia parete con interposto getto di conglomerato cementizio armato (Fig. 6.7). Resta la possibilità di

seguire la via, certamente non agevole, della idoneità rilasciata dal Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nella normativa non è presente alcuna prescrizione specifica indicante la protezione dell'armatura dalla corrosione: si impone semplicemente la distanza minima tra barre e superficie esterna della muratura. L'argomento, trattato in modo esauriente nell'EC6 (6) che fornisce prescrizioni riguardanti l'impiego di acciaio normale o ad alta resistenza, galvanizzato (zincato) o inossidabile in funzione dell'aggressività dell'ambiente, risulta invece di grande rilevanza. In tal senso occorre qui ricordare come la qualità della muratura è notevolmente condizionata dalle modalità di esecuzione ed in particolare il ruolo decisivo che hanno le armature metalliche nel trasformare il comportamento della struttura muraria. Risulta quindi essenziale una protezione adeguata dell'armatura dalla corrosione. La malta o il conglomerato che circonda la barra d'armatura non costituisce una protezione permanente poiché in presenza di umidità il fenomeno della carbonatazione rende acida la malta e consente all'acciaio di corrodarsi. Conseguenze del fenomeno sono la riduzione delle sezioni di armatura e la produzione di ossidi di volume molto maggiore a quello originario della barra con conseguenti danni e malfunzionamenti dei setti murari.

Inoltre le presenti norme parlano di "malta o di conglomerato per riempimento" delle cavità sedi delle armature e si limitano a prescrivere solo la resistenza caratteristica cubica. Non viene data alcuna indicazione o prescrizione relativamente alla loro composizione per ottenere una buona resistenza nel tempo ed evitare la corrosione delle armature.

Per i vani di contenimento delle armature la norma prevede l'impiego di malta o conglomerato di riempimento con resistenza caratteristica cubica non inferiore a 15 MPa, prevedendo quindi l'utilizzo di due tipi di malta. Si deve ricordare però che la malta M1 è tale solo quando ha una resistenza media (e non caratteristica) a compressione superiore a 12 MPa; inoltre è generalmente poco lavorabile e non può essere agevolmente impiegata nei giunti orizzontali e verticali di malta per i quali normalmente si usa malta M2 o M3. Quindi se si vuole utilizzare lo stesso tipo di malta si deve ricorrere ad una malta M1 con resistenza media di $18 \div 20$ MPa che però non è adatta per la confezione del muro. La conseguenza è che nella pratica operativa i giunti di malta saranno eseguiti con malta di tipo M2 e il riempimento dei fori con calcestruzzo di classe 150.

I problemi di viscosità e ritiro sono stati ignorati dalla normativa, mentre prove sperimentali hanno dimostrato che gli effetti di tali fenomeni non sono trascurabili.

Nel testo normativo non è fornita alcuna indicazione per quanto riguarda il coefficiente di omogeneizzazione da assumere nelle verifiche; nella prassi si assiste ad una variabilità tra valori compresi tra 40 e 50.

E' stata inoltre rilevata (13) una incongruenza legata alle caratteristiche geometriche del blocco da utilizzare. Da un lato si prescrive l'uso di un blocco artificiale semipieno che per il D.M. 20.11.87 deve avere una superficie totale massima dei fori di 35 cm²; dall'altra la norma prescrive che le armature verticali devono essere alloggiare in vani di forma tale che in ciascuno di essi risulti inscrivibile un cilindro di almeno 6 cm di diametro. Ciò a rigore impedirebbe di adottare blocchi con cavità di sezione quadrata dato che automaticamente questi non potrebbero essere considerati elementi semipieni.

Si può infine osservare che le attuali norme non fanno alcun riferimento specifico alle aree di muratura sollecitate da carichi concentrati dovuti all'appoggio di travi o mensole, aree che richiederebbero invece particolari accorgimenti nella disposizione delle armature; le armature di rinforzo da adottare sono in genere di modesta entità, ma notevole è il loro contributo ai fini della prevenzione di stati fessurativi e di fenomeni locali.

6.4. ESEMPI DI APPLICAZIONE

Vengono qui dettagliatamente mostrati due esempi di calcolo: uno relativo all'analisi semplificata e l'altro relativo al calcolo vero e proprio con l'analisi delle sollecitazioni sismiche.

6.4.1 ANALISI SEMPLIFICATA

Si verifica la struttura in muratura armata di un edificio (Fig. 6.19) che si suppone sia da realizzare a Perugia. L'edificio è costituito da due piani adibiti a civile abitazione e da una copertura a padiglione. I vani porta e finestra sono allineati verticalmente ad esclusione di quelli della facciata "lato 2" riportata in Fig. 6.20. L'altezza dell'edificio (cioè la quota di imposta della falda) è di 6 m, lo spessore delle murature è di 25 cm in elevazione e di 50 cm in fondazione.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche della muratura vengono assunte con riferimento al D.M. 20.11.87. Si utilizza una muratura costituita da:

- elementi artificiali semipieni con foratura inferiore al 45% avente:

resistenza caratteristica a compressione $f_{bk} = 10 \text{ MPa}$ in direzione verticale

$f_{bko} = 2 \text{ MPa}$ in direz. orizz. piano parete

- malta cementizia tipo M2.

Con riferimento al D.M. 20.11.87 si ha:

resistenza caratteristica a compressione $f_k = 5.30 \text{ MPa}$ (v. Tab. 6.2)

resistenza caratteristica a taglio $f_{vko} = 0.2 \text{ MPa}$

modulo di elasticità longitudinale $E = 1000 f_k = 5.30 \times 3 \text{ MPa}$

modulo di elasticità tangenziale $G = 0.4 E = 2.12 \times 3 \text{ MPa}$

Le tensioni ammissibili sulla muratura risultano quindi:

a compressione $\bar{\sigma}_m = f_k / 5 = 1.06 \text{ MPa}$

a taglio $\bar{\tau}_m = f_{vk} / 5$

Per tutte le armature si utilizza un acciaio del tipo FeB44K controllato in stabilimento avente tensione ammissibile pari a 255 MPa.

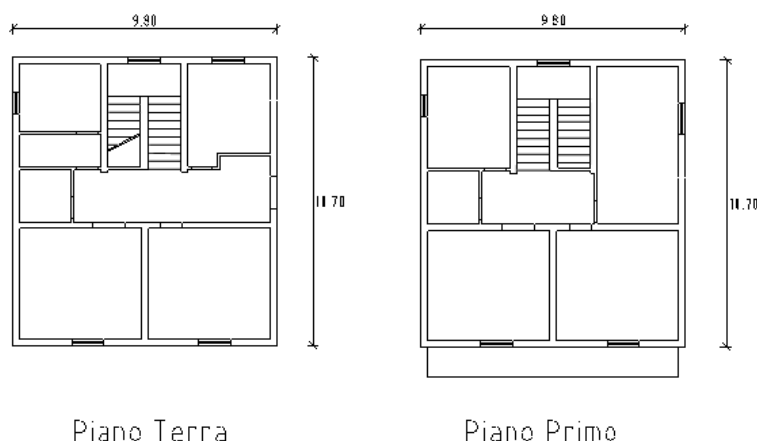


Fig. 6.19 - Pianta dell'edificio.

INDIVIDUAZIONE DELLO SCHEMA RESISTENTE

Si considerano resistenti i pannelli murari che hanno rapporto altezza/lunghezza non superiore a tre e le porzioni

dei muri che presentano continuità verticale dal piano oggetto di verifica fino alle fondazioni. Lo schema resistente risultante è quello di Fig. 6.21. I dati geometrici delle pareti resistenti per il primo e secondo livello sono riportati rispettivamente in Tab. 6.5 e Tab. 6.6.

ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi viene effettuata con riferimento al D.M. 16.01.96 assumendo:

peso proprio calcestruzzo:	25 kN/m ³
peso proprio muratura:	15 kN/m ³
peso proprio solaio:	3.5 kN/m ²
peso proprio copertura:	3.5 kN/m ²
peso proprio balcone e scale:	4.5 kN/m ²
sovraccarico solaio:	2.0 kN/m ²
sovraccarico balconi e scale:	4.0 kN/m ²
carico neve:	1.34 kN/m ² (quota 400 m s.l.m. ed angolo inclinazione falda 15°)

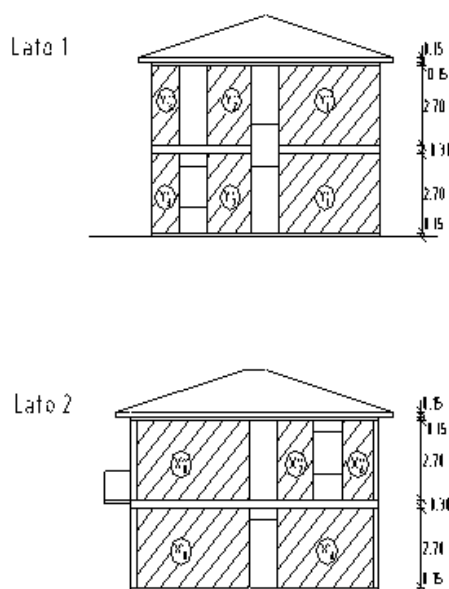


Fig. 6.20 - Prospetti con indicazione degli elementi resistenti

Per il calcolo globale dei carichi si analizzano separatamente i carichi ai piani primo e secondo.

Secondo piano

area totale muri resistenti :

$$A''_x + A''_y = 12.850 \text{ m}^2 \text{ (v. Tab. 6.6)}$$

area totale cordoli:

$$C''_x + C''_y = 14.275 \text{ m}^2 \text{ (v. Tab. 6.6)}$$

area totale copertura

$$(0.60+9.80+0.60) \text{ m} \times (0.60+10.70+0.60) \text{ m} = 130.900 \text{ m}^2$$

Il carico risulta quindi:

muratura $(12.850 \times 2.70) \text{ m}^3 \times 15 \text{ kN/m}^3 = 520.42 \text{ kN}$

cordoli $(14.275 \times 0.30) \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 107.06 \text{ kN}$

copertura $130.900 \text{ m}^2 (3.5 + 1.34) \text{ kN/m}^2 = 633.56 \text{ kN}$

totale 1261.04 kN

Primo piano

area totale muri resistenti :

$$A'_x + A'_y = 13.150 \text{ m}^2 \text{ (v. Tab. 6.5)}$$

area totale cordoli:

$$C'_x + C'_y = 14.765 \text{ m}^2 \text{ (v. Tab. 6.5)}$$

area totale solaio:

$$(1.95 \times 2.70) \text{ m}^2 + 2 (4.525 \times 4.10) \text{ m}^2 + 2 (3.05 \times 5.85) \text{ m}^2 = 78.055$$

m²

area totale scale:

$$(3.90 \times 2.70) \text{ m}^2 = 10.530 \text{ m}^2$$

area totale balconi:

$$(1.10 \times 9.30) \text{ m}^2 = 10.230 \text{ m}^2$$

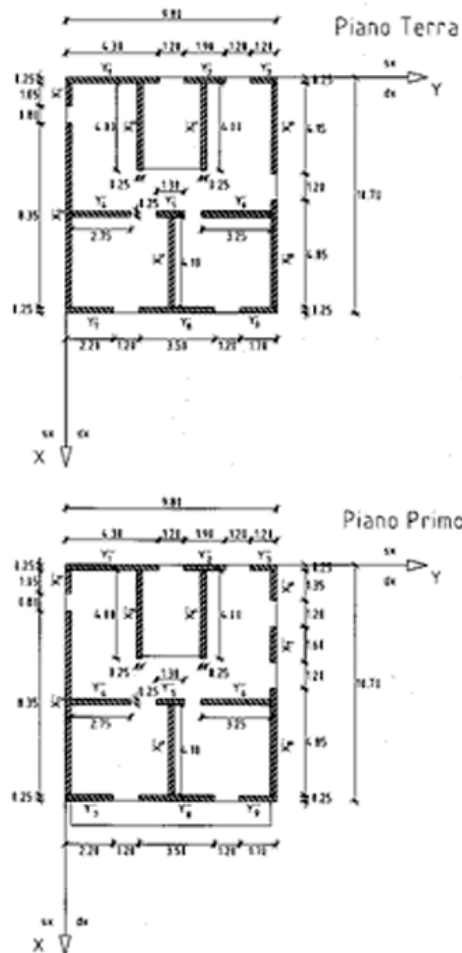


Fig. 6.21 - Elementi resistenti

Tab. 6.5 - Dati geometrici relativi agli elementi di muratura resistente al primo piano.

Parete	Spessore t (m)	Altezza H (m)	Lunghezza b (m)	Rapporto H/b	Area Parete A_i (m ²)	Area Cordolo C_i (m ²)
X'1	0.25	2.70	1.05	2.571	0.2625	0.2900
X'2	0.25	2.70	8.35	0.323	2.0875	1.7500
X'3	0.25	2.70	4.00	0.675	1.0000	1.4625
X'4	0.25	2.70	4.10	0.659	1.0250	1.0250
X'5	0.25	2.70	4.00	0.675	1.0000	1.4625
X'6	0.25	2.70	4.15	0.651	1.0375	0.9500
X'8	0.25	2.70	4.85	0.557	1.2125	1.0900
					$A'_x = 7.6250$	$C'_x = 8.0300$
Y'1	0.25	2.70	4.30	0.628	1.0750	0.9800
Y'2	0.25	2.70	1.90	1.421	0.4750	0.6200
Y'3	0.25	2.70	1.20	2.250	0.3000	0.3600
Y'4	0.25	2.70	2.75	0.982	0.6875	0.8375
Y'5	0.25	2.70	1.30	2.077	0.3250	0.5750
Y'6	0.25	2.70	3.25	0.831	0.8125	0.9125
Y'7	0.25	2.70	2.20	1.227	0.5500	0.7000
Y'8	0.25	2.70	3.50	0.771	0.8750	1.1750
Y'9	0.25	2.70	1.70	1.588	0.4250	0.5750
					$A'_y = 5.5250$	$C'_y = 6.7350$

Tab. 6.6 - Dati geometrici relativi agli elementi di muratura resistente al secondo piano

Parete	Spessore t (m)	Altezza H (m)	Lunghezza b (m)	Rapporto H/b	Area Parete A_i (m ²)	Area Cordolo C_i (m ²)
X''1	0.25	2.70	1.05	2.571	0.2625	0.2900
X''2	0.25	2.70	8.35	0.323	2.0875	1.7500
X''3	0.25	2.70	4.00	0.675	1.0000	1.4625
X''4	0.25	2.70	4.10	0.659	1.0250	1.0250
X''5	0.25	2.70	4.00	0.675	1.0000	1.4625
X''6	0.25	2.70	1.35	2.000	0.3375	0.3900
X''7	0.25	2.70	1.60	1.688	0.4000	0.5600
X''8	0.25	2.70	4.85	0.557	1.2125	1.0900
					$A''_x = 7.3250$	$C''_x = 8.0300$
Y''1	0.25	2.70	4.30	0.628	1.0750	0.9800
Y''2	0.25	2.70	1.90	1.421	0.4750	0.6200
Y''3	0.25	2.70	1.20	2.250	0.3000	0.3600
Y''4	0.25	2.70	2.75	0.982	0.6875	0.8375
Y''5	0.25	2.70	1.30	2.077	0.3250	0.5750
Y''6	0.25	2.70	3.25	0.831	0.8125	0.9125
Y''7	0.25	2.70	2.20	1.227	0.5500	0.5600
Y''8	0.25	2.70	3.50	0.771	0.8750	0.9400
Y''9	0.25	2.70	1.70	1.588	0.4250	0.4600
					$A''_y = 5.5250$	$C''_y = 6.2450$

Il carico risulta quindi:

carico totale secondo piano
muratura

$$(13.150 \times 2.70) \text{ m}^3 \times 15 \text{ kN/m}^3 =$$

$$1261.04 \text{ kN.}$$

$$532.57 \text{ kN}$$

cordoli	$(14.765 \times 0.30) \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 =$	110.74 kN
solaio	$78.055 \text{ m}^2 \times (3.5 + 2) \text{ kN/m}^2 =$	429.30 kN
scale	$10.530 \text{ m}^2 \times (4.5 + 4) \text{ kN/m}^2 =$	89.50 kN
balconi	$10.230 \text{ m}^2 \times (4.5 + 4) \text{ kN/m}^2 =$	86.95 kN

totale 2510.10 kN

ANALISI

La verifica è svolta secondo quanto indicato al paragrafo 6.2.3 controllando che siano rispettate le prescrizioni geometriche e progettuali ai punti 1-9 e siano soddisfatte le verifiche del punto 10 di detto paragrafo.

Prescrizioni geometriche e progettuali

1) La pianta dell'edificio è compatta, risulta perfettamente simmetrica rispetto ad un asse e si discosta di poco dalla simmetria rispetto all'altro. Il rapporto delle dimensioni in pianta risulta:

$$9.80 / 10.70 = 0.92 > 1/3$$

L'altezza dell'edificio è di 6 m ed è inferiore a 11 m che è l'altezza massima prevista per le zone con gradi sismicità S = 9;

2) ogni muro maestro è intersecato da altri muri ad interasse non superiore a 7 m;

3) in corrispondenza degli incroci d'angolo dei muri maestri perimetrali sono state previste, su entrambi i lati, zone di muratura di dimensione non inferiore a 1 m;

4) la distanza tra lo spiccatto delle fondazioni e l'intradosso del primo solaio e la distanza tra due solai consecutivi è inferiore a 7 m; la massima snellezza dei setti, calcolata come da D.M. 20.11.87 (vedi nota 2 pag. 6.5) risulta pari a 10.80, inferiore quindi a 14 (vedi Tab. 6.7);

5) lo spessore delle murature è di 25 cm, maggiore del minimo consentito (24 cm). In fondazione lo spessore delle murature è di 50 cm; pertanto l'incremento di spessore delle murature in fondazione è di 25 cm rispetto allo spessore in elevazione, maggiore del minimo consentito (20 cm);

6) i sovraccarichi previsti sono di 2.00 kN/m² per i solai di civile abitazione e di 4.00 kN/m² per le scale e per i balconi; pertanto risultano non superiori a 4.00 kN/m²;

7) nei pannelli murari verranno inserite armature di sezione minima non inferiore alle prescrizioni imposte dalle presenti norme;

8) a livello del solaio si realizzeranno cordoli della sezione di cm 25x20 (larghezza e altezza pari rispettivamente a quella della muratura sottostante e a quella del solaio). La larghezza dei cordoli perimetrali è prevista di cm 20. L'armatura di tutti i cordoli sarà costituita da 4 ϕ 16 e da staffe ϕ 6/25".

9) per quanto concerne l'area della sezione di muratura resistente si deve anzitutto calcolare la superficie totale dell'edificio che risulta:

$$9.80 \text{ m} \times 10.70 \text{ m} = 104.86 \text{ m}^2$$

Dalla Tab. 6.4 si trova che per S = 9 la percentuale di area della sezione di muratura resistente alle azioni orizzontali deve risultare, per entrambi i piani, non inferiore al 3.5%, per cui:

$$104.8600 \text{ m}^2 \times 3.5\% = 3.6701 \text{ m}^2$$

nell'edificio in esame (vedi tabb. 6.6 e 6.7) si ha:

Piano primo direzione X: $A'_x = 7.6250 \text{ m}^2 > 3.6701 \text{ m}^2$

Piano primo direzione Y: $A'_y = 5.5250 \text{ m}^2 > 3.6701 \text{ m}^2$

Piano secondo direzione X: $A''_x = 7.3250 \text{ m}^2 > 3.6701 \text{ m}^2$

Cap.6: Edifici in muratura armata (Antonio Borri, Emanuela Speranzini)

Piano secondo direzione Y: $A''_y = 5.5250 \text{ m}^2 > 3.6701 \text{ m}^2$
 Risultano pertanto rispettate le prescrizioni geometriche e progettuali.

Tab. 6.7 - Snellezza dei setti resistenti (spessore $t=0.25 \text{ m}$ e altezza $H=2.70 \text{ m}$).

Parete	Interasse a (m)	Rapporto H/a	Fat. di vincolo ρ	Snellezza $\rho H/t$
I Piano:				
X'1	--	--	1	10.80
X'2	4.35	0.62	0.88	9.50
X'3	--	--	1	10.80
X"4	4.35	0.62	0.88	9.50
X'5	--	--	1	10.80
X'6	--	--	1	10.80
X'8	4.35	0.62	0.88	9.50
Y'1	3.25	0.83	0.67	7.24
Y'2	--	--	1	10.80
Y'3	--	--	1	10.80
Y'4	--	--	1	10.80
Y'5	--	--	1	10.80
Y'6	--	--	1	10.80
Y'7	--	--	1	10.80
Y'8	--	--	1	10.80
Y'9	--	--	1	10.80
II Piano:				
X"1	--	--	1	10.80
X"2	4.35	0.62	0.88	9.50
X"3	--	--	1	10.80
X"4	4.35	0.62	0.88	9.50
X"5	--	--	1	10.80
X"6	--	--	1	10.80
X"7	--	--	1	10.80
X"8	4.35	0.62	0.88	9.50
Y"1	3.25	0.83	0.67	7.24
Y"2	--	--	1	10.80
Y"3	--	--	1	10.80
Y"4	--	--	1	10.80
Y"5	--	--	1	10.80
Y"6	--	--	1	10.80
Y"7	--	--	1	10.80
Y"8	--	--	1	10.80
Y"9	--	--	1	10.80

Verifica delle tensioni

10) Verifica della tensione sulla muratura

Piano secondo:

carico verticale totale: $N = 1261.04 \text{ kN}$
 area totale dei setti resistenti: $A = 12.85 \text{ m}^2$

Risulta quindi:

$$\sigma = \frac{N}{0,6A} = 0.164 < \bar{\sigma}_m = 1.06 \text{ MPa}$$

Piano primo:

carico verticale totale: $N = 2510.10 \text{ kN}$
 area totale dei setti resistenti: $A = 13.15 \text{ m}^2$

Risulta quindi:

$$\sigma = \frac{N}{0,6A} = 0.318 < \bar{\sigma}_m = 1.06 \text{ MPa}$$

6.4.2. ANALISI STRUTTURALE COMPLETA

Si vuole progettare la struttura in muratura armata di un edificio (Fig. 6.22) che si prevede sia da realizzare a Perugia. L'edificio è costituito da due piani adibiti a civile abitazione e da una copertura a padiglione. L'altezza dell'edificio (cioè la quota di imposta della falda) è di 6 m, lo spessore delle murature in elevazione è di 30 cm e delle murature in fondazione è di 50 cm. Si prevede di disporre solo armatura concentrata.

Le caratteristiche dell'edificio considerato non consentono di procedere alla verifica semplificata prevista dal decreto sismico, poiché non sono rispettati i requisiti richiesti, in particolare non sono rispettati i requisiti relativi alla forma dell'edificio e all'interasse tra i muri maestri. E' quindi necessario effettuare l'analisi strutturale completa.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche della muratura vengono assunte con riferimento al D.M. 20.11.87. Si utilizza una muratura costituita da:

- mattoni semipieni con foratura inferiore al 45% avente

resistenza caratteristica a compressione

$f_{bk} = 10 \text{ MPa}$ in direzione verticale

area totale dei setti resistenti

$f_{bko} = 2 \text{ MPa}$ in direz. orizz. Piano parete

- malta cementizia tipo M2

con riferimento al D.M. 20.11.87 si ha:

resistenza caratteristica a compressione

$f_k = 5.30 \text{ Mpa}$ (v. Tab. 6.2)

resistenza caratteristica a taglio

$f_{vko} = 0.2 \text{ MPa}$

modulo di elasticità longitudinale

$E = 1000 f_k = 5.30e3 \text{ MPa}$

modulo di elasticità tangenziale

$G = 0.4 E = 2.12e3 \text{ MPa}$

Le tensioni ammissibili, nel caso di verifica della muratura in presenza di azioni sismiche, risultano quindi:

a compressione: $\bar{\sigma}_m = 2 f_k / 5 = 2.12 \text{ MPa}$

a taglio : $\bar{\tau}_m = 2 f_{vk} / 5$

Per tutte le armature si utilizza un acciaio del tipo FeB44K controllato in stabilimento avente quindi tensione ammissibile pari a 255 MPa.

INDIVIDUAZIONE DELLO SCHEMA RESISTENTE

Si considerano resistenti i pannelli murari che hanno rapporto altezza/lunghezza non superiore a 4.

Tutte le pareti hanno lo spessore di 30 cm che risulta superiore allo spessore minimo consentito (24 cm) e superiore ad 1/14 dell'altezza (cm $270/14 = 19.3 \text{ cm}$). Lo schema resistente risultante è quello di figg. 6.23 e

6.24. Le caratteristiche geometriche delle pareti resistenti ed i carichi agenti al primo e al secondo piano sono riportati rispettivamente in Tab. 6.8 e Tab. 6.9.

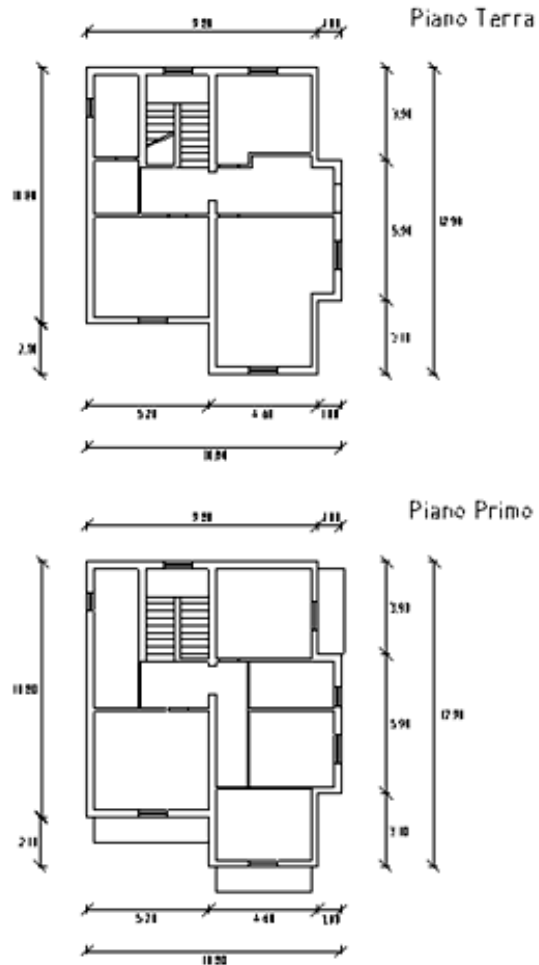


Fig. 6.22 - Pianta dell'edificio

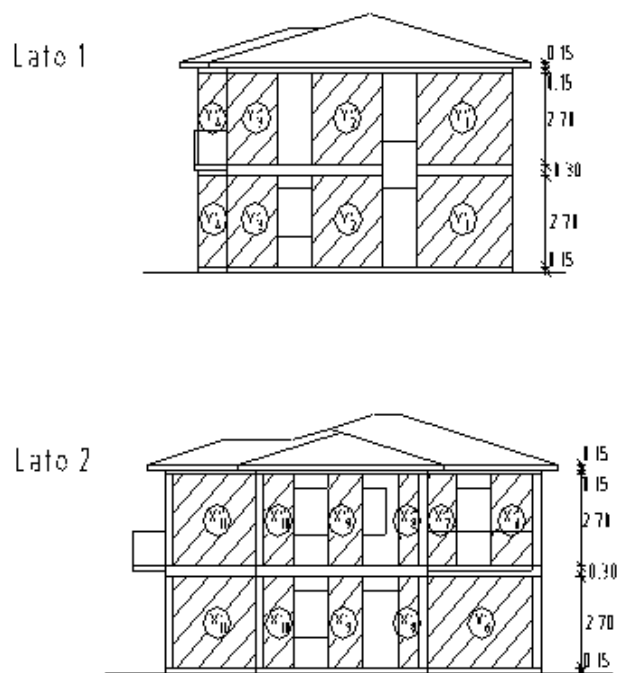


Fig. 6.23 - Prospetti con indicazione degli elementi resistenti

ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi viene effettuata con riferimento al D.M. 16.01.96 assumendo:

peso proprio calcestruzzo:	25 kN/m ³
peso proprio muratura:	15 kN/m ³
peso proprio solaio:	3.5 kN/m ²
peso proprio copertura:	3.5 kN/m ² .
sovraccarico solaio:	2.0 kN/m ²
carico neve:	1.34 kN/m ² (quota 400 m s.l.m. ed angolo inclinazione falda 15°)
sovraccarico balconi e scale:	4.5 kN/m ²
	4.0 kN/m ²

Per il calcolo globale dei carichi si analizzano separatamente i carichi a secondo e primo piano con riferimento alle aree di influenza indicate in Fig. 6.25.

Secondo piano

area totale muri resistenti :

$$A''_x + A''_y = 14.970 \text{ m}^2 \text{ (v. Tab. 6.9)}$$

area totale cordoli:

$$C''_x + C''_y = 15.795 \text{ m}^2 \text{ (v. Tab. 6.9)}$$

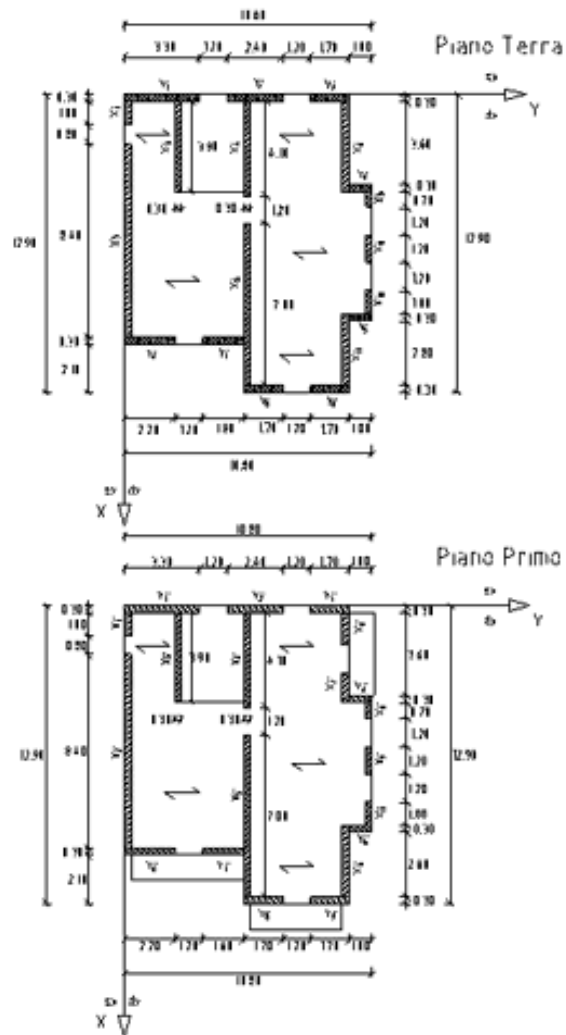


Fig. 6.24 - Elementi resistenti

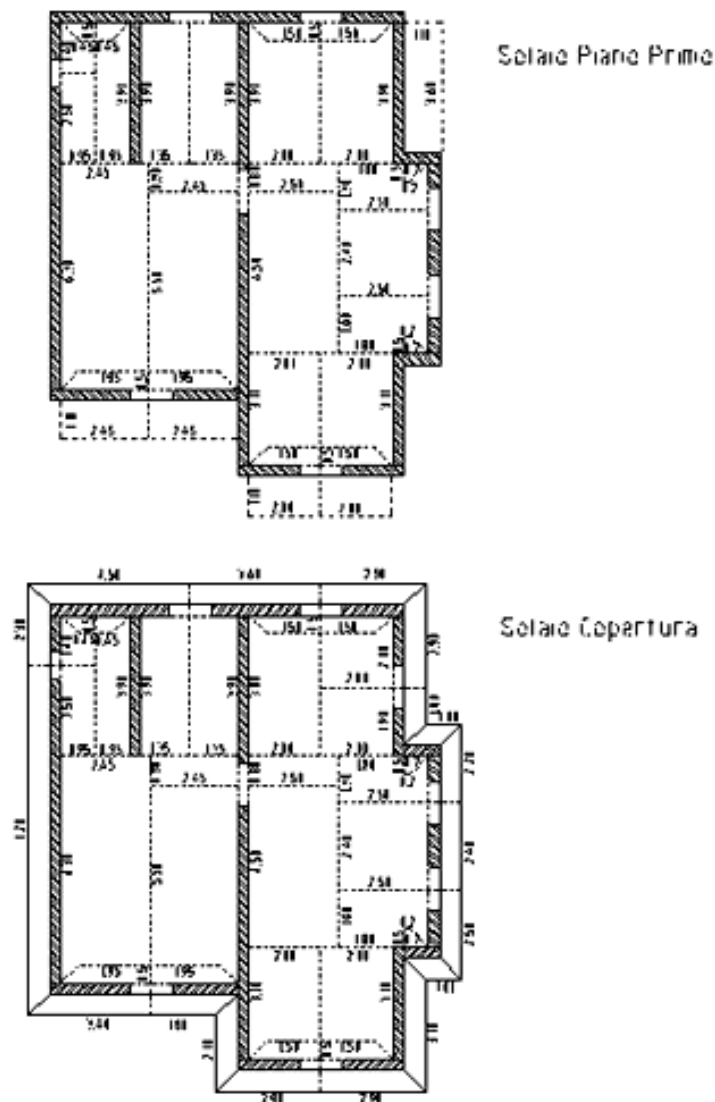


Fig. 6.25 - Aree di influenza

area totale copertura $(0.60+10.80+0.60) \text{ m} \times 5.20 \text{ m} + (0.60+4.60+0.60) \text{ m} \times (0.60+12.90+0.60) \text{ m} + 1.00 \text{ m} \times (0.60 + 5.90+0.60) \text{ m} = 151.280 \text{ m}^2$

Primo piano

area totale muri resistenti :

$$A'_x + A'_y = 15.330 \text{ m}^2 \text{ (v. Tab. 6.8)}$$

area totale cordoli:

$$C'_x + C'_y = 16.480 \text{ m}^2 \text{ (v. Tab. 6.8)}$$

area totale solaio:

$$92.780 \text{ m}^2$$

area totale scale:

$$Sc'_x + Sc'_y = 10.530 \text{ m}^2$$

area totale balconi:

$$B'_x + B'_y = 13.750 \text{ m}^2$$

Tab. 6.8 - Caratteristiche geometriche delle pareti al primo piano (spessore $t=0.30$ m e altezza $H=2.70$ m)

Parete	Spessore t (m)	Altezza H (m)	Lunghezza b (m)	Rapporto H/b	Area Parete A_i (m ²)	Area Cordolo C_i (m ²)
X [*] ₁	0.25	2.70	1.05	2.571	0.2625	0.2900
X [*] ₂	0.25	2.70	8.35	0.323	2.0875	1.7500
X [*] ₃	0.25	2.70	4.00	0.675	1.0000	1.4625
X [*] ₄	0.25	2.70	4.10	0.659	1.0250	1.0250
X [*] ₅	0.25	2.70	4.00	0.675	1.0000	1.4625
X [*] ₆	0.25	2.70	1.35	2.000	0.3375	0.3900
X [*] ₇	0.25	2.70	1.60	1.688	0.4000	0.5600
X [*] ₈	0.25	2.70	4.85	0.557	1.2125	1.0900
					$A_x^* = 7.3250$	$C_x^* = 8.0300$
Y [*] ₁	0.25	2.70	4.30	0.628	1.0750	0.9800
Y [*] ₂	0.25	2.70	1.90	1.421	0.4750	0.6200
Y [*] ₃	0.25	2.70	1.20	2.250	0.3000	0.3600
Y [*] ₄	0.25	2.70	2.75	0.982	0.6875	0.8375
Y [*] ₅	0.25	2.70	1.30	2.077	0.3250	0.5750
Y [*] ₆	0.25	2.70	3.25	0.831	0.8125	0.9125
Y [*] ₇	0.25	2.70	2.20	1.227	0.5500	0.5600
Y [*] ₈	0.25	2.70	3.50	0.771	0.8750	0.9400
Y [*] ₉	0.25	2.70	1.70	1.588	0.4250	0.4600
					$A_y^* = 5.5250$	$C_y^* = 6.2450$

CALCOLO AZIONE SISMICA

L'analisi sismica viene effettuata secondo il metodo dell'analisi statica come indicato al punto B del paragrafo 6.2.3. Le forze sismiche alla generica quota e in una prefissata direzione sono fornite da:

$$F_i = C R \varepsilon \beta I \gamma_i W_i$$

essendo nel caso in esame:

$$W_i = (G_i + s Q_i)$$

$$C = 0.07 \text{ (S = 9 per zona di 2° categoria)}$$

$$\varepsilon = I = R = 1$$

$$\beta = 1.5 \text{ (poiché non si prevede armatura diffusa)}$$

$$s = 0.33 \text{ per i locali di abitazione}$$

$$s = 1 \text{ per le scale.}$$

Tab. 6.9 - Caratteristiche geometriche delle pareti al secondo piano (spessore $t=0.30$ m e altezza $H=2.70$ m)

Parete	Lunghezza b (m)	Area A_i (m^2)	Area cordolo C_i (m^2)	Solajo (m^2)		Balcone E_i (m^2)		Scala S_{ci} (m^2)	
				sx	dx	sx	dx	sx	dx
X"1	1.00	0.3000	0.3500	--	0.9800	--	--	--	--
X"2	8.40	2.5200	2.2000	--	16.7100	--	--	--	--
X"3	3.90	1.1700	1.1700	3.3550	--	--	--	--	--
X"4	4.10	1.2300	1.4100	1.9600	8.9250	--	--	--	--
X"5	7.00	2.1000	2.1900	12.3750	16.5750	--	--	--	--
X"6	1.40	0.4200	0.5000	3.1250	--	--	--	--	--
X"7	1.30	0.3900	0.4750	3.8000	--	--	--	--	--
X"8	0.70	0.2100	0.3250	3.0250	--	--	--	--	--
X"9	1.20	0.3600	0.6000	6.0000	--	--	--	--	--
X"10	1.00	0.3000	0.4000	3.7750	--	--	--	--	--
X"11	3.10	0.9300	0.7750	5.3250	--	--	--	--	--
$A''_x=9.9300$ $C''_x=10.3950$									
Y"1	3.30	0.9900	0.9750	--	0.7000	--	--	--	--
Y"2	2.40	0.7200	0.9000	--	0.8750	--	--	--	--
Y"3	1.70	0.5100	0.5750	--	0.8750	--	--	--	--
Y"4	1.00	0.3000	0.2500	--	0.2250	--	--	--	--
Y"5	1.00	0.3000	0.2500	0.2250	--	--	--	--	--
Y"6	2.20	0.6600	0.7000	1.1000	--	--	--	--	--
Y"7	1.80	0.5400	0.6000	1.1000	--	--	--	--	--
Y"8	1.70	0.5100	0.5750	0.8750	--	--	--	--	--
Y"9	1.70	0.5100	0.5750	0.8750	--	--	--	--	--
$A''_y=5.0400$ $C''_y=5.4000$									

Con riferimento alle caratteristiche geometriche dell'edificio di tabelle 6.8 e 6.9 e ai carichi assunti si ha:

Secondo piano:

peso copertura: $151.28 \text{ m}^2 \times 3.50 \text{ kN/m}^2 + 0.33 \times 151.20 \text{ m}^2 \times 1.34 \text{ kN/m}^2 = 596.38 \text{ kN}$
 peso cordoli: $15.795 \text{ m}^2 \times 0.30 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 118.46 \text{ kN}$
 peso muratura: $14.970 \text{ m}^2 \times 1.35 \text{ m} \times 15 \text{ kN/m}^3 = 303.14 \text{ kN}$
 $W_2 = 1017.98 \text{ kN}$

Primo piano:

peso solaio: $92.78 \text{ m}^2 \times 3.50 \text{ kN/m}^2 + 0.33 \times 92.78 \text{ m}^2 \times 2.00 \text{ kN/m}^2 = 385.96 \text{ kN}$
 peso balconi: $13.75 \text{ m}^2 \times 4.50 \text{ kN/m}^2 + 0.33 \times 13.75 \text{ m}^2 \times 4.00 \text{ kN/m}^2 = 80.03 \text{ kN}$
 peso scala: $5.265 \text{ m}^2 \times 4.50 \text{ kN/m}^2 + 1 \times 5.265 \text{ m}^2 \times 4.00 \text{ kN/m}^2 = 44.75 \text{ kN}$
 peso cordoli: $16.480 \text{ m}^2 \times 0.30 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 123.60 \text{ kN}$
 peso muratura: $15.330 \text{ m}^2 \times 2.70 \text{ m} \times 15 \text{ kN/m}^3 = 620.86 \text{ kN}$
 $W_1 = 1255.20 \text{ kN}$

da cui

$$\gamma_1 = 0.690 \quad \gamma_2 = 1.3814$$

Le forze sismiche di piano risultano pertanto:

$$F_1 = 0.07 \times 1 \times 1 \times 1.5 \times 1 \times 0.6907 \times 1255.2073 = 91.032 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0.07 \times 1 \times 1 \times 1.5 \times 1 \times 1.3814 \times 1017.9810 = 147.655 \text{ kN}$$

RIPARTIZIONE DELLE FORZE SISMICHE

Le azioni sismiche di piano F_1 e F_2 devono essere ripartite tra i setti resistenti; assumendo i solai infinitamente rigidi, le forze vengono ripartite in proporzione alle rigidità dei setti murari presenti a ciascun piano considerando l'effetto torsionale dovuto alla eventuale non coincidenza del baricentro delle rigidità con il baricentro dei carichi.

Tab. 6.10 - Rigidezze delle pareti al primo piano (spessore $t=0.30$ m e altezza $H=2.70$ m)

Parete	Lunghezza b (m)	Area A_i (m ²)	X_{gi} (m)	Y_{gi} (m)	J_{x_i} (m ⁴)	J_{y_i} (m ⁴)	K_{x_i} (N/m)	K_{y_i} (N/m)
X'1	1.00	0.3000	0.80	0.15	--	0.0250	18.31e6	--
X'2	8.40	2.5200	6.30	0.15	--	14.8176	1449.25e6	--
X'3	3.90	1.1700	2.25	2.35	--	1.4830	467.07e6	--
X'4	4.10	1.2300	2.35	5.35	--	1.7230	509.95e6	--
X'5	7.00	2.1000	9.10	5.35	--	8.5750	1146.62e6	--
X'6	3.90	1.1700	2.25	9.65	--	1.4830	467.07e6	--
X'8	0.70	0.2100	4.55	10.65	--	0.0086	6.59e6	--
X'9	1.20	0.3600	6.70	10.65	--	0.0432	30.39e6	--
X'10	1.00	0.3000	9.00	10.65	--	0.0250	18.31e6	--
X'11	3.10	0.9300	11.05	9.65	--	0.7448	302.53e6	--
Σ		10.2900				28.9281	4416.10e6	
Y'1	3.30	0.9900	0.15	1.65	0.8984	--	--	342.27e6
Y'2	2.40	0.7200	0.15	5.70	0.3456	--	--	175.30e6
Y'3	1.70	0.5100	0.15	9.45	0.1228	--	--	76.48e6
Y'4	1.00	0.3000	4.05	11.30	0.0250	--	--	18.31e6
Y'5	1.00	0.3000	9.65	11.30	0.0250	--	--	18.31e6
Y'6	2.20	0.6600	10.65	1.10	0.2662	--	--	143.55e6
Y'7	1.80	0.5400	10.65	4.30	0.1458	--	--	88.33e6
Y'8	1.70	0.5100	12.75	6.05	0.1228	--	--	76.48e6
Y'9	1.70	0.5100	12.75	8.95	0.1228	--	--	76.48e6
Σ		5.0400			2.0745			1015.52e6

Baricentro delle rigidezze

La posizione del baricentro delle rigidezze viene determinata utilizzando le seguenti relazioni:

$$X_R = \frac{\sum K_{y_i} X_{gi}}{\sum K_{y_i}} \quad Y = \frac{\sum K_{x_i} y_{gi}}{\sum K_{x_i}}$$

dove la sommatoria è estesa a tutte le pareti del piano e dove K_{x_i} e K_{y_i} rappresentano la rigidezza della parete i -esima parallela rispettivamente a x ed a y . Nella valutazione di tale rigidezza (5) si tiene conto del contributo tagliante e flessionale delle pareti che hanno la dimensione maggiore parallela alla direzione considerata:

$$K_{x_i} = \frac{1}{\frac{H^3}{3EJ_{y_i}} + \frac{1,2H}{GA_i}} \quad K_{y_i} = \frac{1}{\frac{H^3}{3EJ_{x_i}} + \frac{1,2H}{GA_i}}$$

Nelle tabelle 6.10 e 6.11 sono riportati il baricentro, il momento di inerzia e la rigidezza di ciascuna parete.

Tali valori permettono di calcolare le coordinate del baricentro delle rigidezze del primo e del secondo piano che risultano rispettivamente:

$$\begin{aligned} X'_R &= 4.69 \text{ m} & Y'_R &= 4.12 \text{ m} \\ X''_R &= 4.69 \text{ m} & Y''_R &= 3.59 \text{ m} \end{aligned}$$

Tab. 6.11 - Rigidezze delle pareti al secondo piano (spessore $t=0.30$ m e altezza $H=2.70$ m)

Parete	Lunghezza b (m)	Area A_i (m ²)	X_{gi} (m)	Y_{gi} (m)	J_{xi} (m ⁴)	J_{yi} (m ⁴)	K_{xi} (N/m)	K_{yi} (N/m)
X"1	1.00	0.3000	0.80	0.15	--	0.0250	18.31e6	--
X"2	8.40	2.5200	6.30	0.15	--	14.8176	1449.25e6	--
X"3	3.90	1.1700	2.25	2.35	--	1.4830	467.07 e6	--
X"4	4.10	1.2300	2.35	5.35	--	1.7230	509.95e6	--
X"5	7.00	2.1000	9.10	5.35	--	8.5750	1146.62e6	--
X"6	1.40	0.4200	1.00	9.65	--	0.0686	46.12e6	--
X"7	1.30	0.3900	3.55	9.65	--	0.0549	37.79e6	--
X"8	0.70	0.2100	4.55	10.65	--	0.0086	6.59e6	--
X"9	1.20	0.3600	6.70	10.65	--	0.0432	30.39e6	--
X"10	1.00	0.3000	9.00	10.65	--	0.0250	18.31e6	--
X"11	3.10	0.9300	11.05	9.65	--	0.7448	302.53e6	--
Σ		9.9300				27.5687	4032.94e6	
Y"1	3.30	0.9900	0.15	1.65	0.8984	--	--	342.27 e6
Y"2	2.40	0.7200	0.15	5.70	0.3456	--	--	175.30 e6
Y"3	1.70	0.5100	0.15	9.45	0.1228	--	--	76.48e6
Y"4	1.00	0.3000	4.05	11.30	0.0250	--	--	18.31e6
Y"5	1.00	0.3000	9.65	11.30	0.0250	--	--	18.31e6
Y"6	2.20	0.6600	10.65	1.10	0.2662	--	--	143.55e6
Y"7	1.80	0.5400	10.65	4.30	0.1458	--	--	88.33e6
Y"8	1.70	0.5100	12.75	6.05	0.1228	--	--	76.48e6
Y"9	1.70	0.5100	12.75	8.95	0.1228	--	--	76.48e6
Σ		5.0400			2.0745			1015.52e6

Baricentro dei carichi

La posizione del baricentro dei carichi viene calcolata nell'ipotesi che i carichi gravanti su ogni singolo setto siano applicati nel baricentro della parete. Pertanto si utilizzano le seguenti relazioni:

$$X_G = \frac{\sum M_x x_{gi} + \sum M_y x_{gi}}{\sum M_x + \sum M_y} \qquad Y_G = \frac{\sum M_x y_{gi} + \sum M_y y_{gi}}{\sum M_x + \sum M_y}$$

Utilizzando opportunamente i valori di cui alle tabelle 6.8 6.11 le coordinate del baricentro dei carichi del primo e del secondo piano risultano rispettivamente:

$$\begin{aligned} X'_G &= 6.17 \text{ m} & Y'_G &= 5.30 \text{ m} \\ X''_G &= 6.24 \text{ m} & Y''_G &= 5.47 \text{ m} \end{aligned}$$

Coefficienti di ripartizione

Il coefficiente di ripartizione viene determinato trascurando il contributo offerto dalla rigidezza trasversale delle pareti ma considerando il momento torcente dovuto alla eccentricità del baricentro dei carichi rispetto al baricentro delle rigidzze. Nel calcolo si utilizzano le seguenti formule:

$$R_x = \frac{K_{xi}}{\sum K_{xi}} + \frac{K_{xi} E_{ccy} e_y}{J_p} \qquad R_y = \frac{K_{yi}}{\sum K_{yi}} + \frac{K_{yi} E_{ccx} e_x}{J_p}$$

dove:

$$E_{ccx} = X_{gi} - X_R$$

$$E_{ccy} = Y_{gi} - Y_R$$

$$e_x = X_G - X_R$$

$$e_y = Y_G - Y_R$$

$$J_p = \sum K_{xi} (E_{ccy})^2 + K_{yi} (E_{ccx})^2$$

I coefficienti di ripartizione risultanti sono riportati nelle tabelle 6.12 e 6.13.

Tab. 6.12 - Coefficienti di ripartizione della forza sismica per le pareti al primo piano ($e_x = 1.488$ m; $e_y = 1.185$ m).

Parete	K_{xi} (N/m)	K_{yi} (N/m)	$K_{xi}/\sum K_{xi}$ (%)	$K_{yi}/\sum K_{yi}$ (%)	$X_{gi} - X_R$ (m)	$Y_{gi} - Y_R$ (m)	R_X (%)	R_Y (%)
X'1	18.31e6	--	0.415	--	--	-3.970	0.312	--
X'2	1449.25e6	--	32.817	--	--	-3.970	24.688	--
X'3	467.07e6	--	10.577	--	--	-1.770	9.408	--
X'4	509.95e6	--	11.547	--	--	1.230	12.434	--
X'5	1146.62e6	--	25.965	--	--	1.230	27.956	--
X'6	467.07e6	--	10.577	--	--	5.530	14.226	--
X'8	6.59e6	--	0.149	--	--	6.530	0.210	--
X'9	30.39e6	--	0.688	--	--	6.530	0.968	--
X'10	18.31e6	--	0.415	--	--	6.530	0.584	--
X'11	302.53e6	--	6.815	--	--	5.530	9.214	--
Σ	4416.10e6		100.000				100.000	
Y'1	--	342.27 e6	--	33.704	-4.537	--	--	30.949
Y'2	--	175.30e6	--	17.262	-4.537	--	--	15.851
Y'3	--	76.48e6	--	7.531	-4.537	--	--	6.915
Y'4	--	18.31e6	--	1.803	-0.637	--	--	1.782
Y'5	--	18.31e6	--	1.803	4.963	--	--	1.964
Y'6	--	143.55e6	--	14.136	5.963	--	--	15.655
Y'7	--	88.33e6	--	8.698	5.963	--	--	9.633
Y'8	--	76.48e6	--	7.531	8.063	--	--	8.625
Y'9	--	76.48e6	--	7.531	8.063	--	--	8.625
Σ		1015.52e6		100.000				100.000

CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI SULLE PARETI

Dopo aver calcolato l'azione sismica ed i coefficienti di ripartizione dell'azione sulle pareti resistenti, si effettua il calcolo delle sollecitazioni alla base delle pareti ovvero si determina la forza assiale N, il momento flettente M e il taglio T necessari per la verifica a pressoflessione e taglio delle sezioni.

A titolo illustrativo per l'edificio in esame si calcolano le sollecitazioni e si effettuano le verifiche alla base delle pareti X₉ e Y₃. Per esse le sollecitazioni risultano:

Parete X₉ : N = 93.76 kN
 M = 14.36 kNm
 T = 2.83 kN

Parete Y₃ : N = 63.36 kN
 M = 78.90 kNm
 T = 16.30 kN

Tab. 6.13 - Coefficienti di ripartizione della forza sismica per le pareti al secondo piano
($e_x = 1.549$ m; $e_y = 1.879$ m).

Parete	K_{xi} (N/m)	K_{yi} (N/m)	$K_{xi}/\Sigma K_{xi}$ (%)	$K_{yi}/\Sigma K_{yi}$ (%)	$X_{gi} - X_R$ (m)	$Y_{gi} - Y_R$ (m)	R_X (%)	R_Y (%)
X"1	18.31e6	--	0.454	--	-3.887	-3.445	0.287	--
X"2	1449.25e6	--	35.935	--	1.613	-3.445	22.730	--
X"3	467.07e6	--	11.581	--	-2.437	-1.245	10.043	--
X"4	509.95e6	--	12.645	--	-2.337	1.755	15.012	--
X"5	1146.62e6	--	28.431	--	4.413	1.755	33.754	--
X"6	46.12e6	--	1.143	--	-3.687	6.055	1.882	--
X"7	37.79e6	--	0.937	--	-1.137	6.055	1.543	--
X"8	6.59e6	--	0.164	--	-0.137	7.055	0.287	--
X"9	30.39e6	--	0.754	--	2.013	7.055	1.321	--
X"10	18.31e6	--	0.454	--	4.313	7.055	0.796	--
X"11	302.53e6	--	7.501	--	6.363	6.055	12.347	--
Σ	4032.94e6		100.000				100.000	
Y"1	--	342.27e6	--	33.704	-4.537	-1.945	--	30.318
Y"2	--	175.30e6	--	17.262	-4.537	2.105	--	15.528
Y"3	--	76.48e6	--	7.531	-4.537	5.855	--	6.774
Y"4	--	18.31e6	--	1.803	-0.637	7.705	--	1.778
Y"5	--	18.31e6	--	1.803	4.963	7.705	--	2.001
Y"6	--	143.55e6	--	14.136	5.963	-2.495	--	16.003
Y"7	--	88.33e6	--	8.698	5.963	0.705	--	9.847
Y"8	--	76.47e6	--	7.531	8.063	2.455	--	8.876
Y"9	--	76.47e6	--	7.531	8.063	5.355	--	8.876
Σ		1015.52e6		100.000				100.000

VERIFICHE

Le verifiche, come richiesto dal D.M. 16.01.96, vengono effettuate con il metodo delle tensioni ammissibili, utilizzando lo stesso criterio adottato per la verifica delle sezioni in c.a..

Parete X₉

Caratteristiche geometriche della sezione:

base	$t = 30$ cm
altezza	$b = 120$ cm
copriferro	$c = 12.5$ cm
modulo di resistenza	$W = 72e3$ cm ³
area armatura compressa	$A'_s = 4.02$ cm ² (216)
area armatura tesa	$A_s = 4.02$ cm ² (216)

Verifica a pressoflessione della sezione

L'eccentricità del carico risulta:

$$M/N = 15.3 \text{ cm} < b/6 = 20 \text{ cm}$$

pertanto la sezione è interamente reagente.

La tensione normale sulla muratura risulta:

$$N/A + M/W = 0.46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_m$$

Verifica a taglio della sezione

Poiché la sezione è interamente reagente la tensione normale media dovuta al carico verticale agente risulta:

$$\sigma_n = N / (t b) = 0.26 \text{ MPa}$$

pertanto:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \sigma_n = 0.340 \text{ MPa}$$

$$\tau_m = 2 f_{vk} / 5 = 0.122 \text{ MPa}$$

La tensione tangenziale sulla muratura risulta:

$$\tau = T / (t b) = 0.008 \text{ MPa} < \tau_m$$

Parete Y₃

Caratteristiche geometriche della sezione:

base	t = 30 cm
altezza	b = 170 cm
copriferro	c = 12.5 cm
modulo di resistenza	W = 144.5e3 cm ³
area armatura compressa	A _s ' = 4.02 cm ² (216)
area armatura tesa	A _s = 4.02 cm ² (216)

Verifica a pressoflessione della sezione

L'eccentricità del carico risulta:

$$M/N = 124.5 \text{ cm} > b/6 = 28.33 \text{ cm}$$

pertanto la sezione è parzializzata e la posizione dell'asse neutro è pari a y = 76.52 cm.

La tensione normale sulla muratura risulta (assumendo n = 45):

$$\sigma_m = N \{ t y / 2 + n A_s' [(y - c) / y] - n A_s [(b - c - y) / y] \} = 0.640 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_m$$

mentre la tensione sull'acciaio teso risulta:

$$\sigma_s = n [(b - c - y) / y] \sigma_m = 49.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

Verifica a taglio della sezione

La tensione normale media dovuta al carico verticale agente risulta:

$$\sigma_n = N / (t y) = 0.276 \text{ MPa}$$

pertanto:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \sigma_n = 0.310 \text{ MPa}$$

$$\tau_m = 2 f_{vk} / 5 = 0.124 \text{ MPa}$$

La tensione tangenziale sulla muratura risulta:

$$\tau = T / (t b) = 0.071 \text{ MPa} < \tau_m$$

La verifica a taglio è perciò soddisfatta.

Nel caso in cui la verifica non risulti soddisfatta è possibile aumentare l'area dell'armatura (tale che aumenti l'area della sezione reagente) oppure cambiare le caratteristiche geometriche del setto (tale che aumenti l'area del setto) oppure aumentare il numero dei setti. Negli ultimi due casi occorre però ripetere l'intera procedura di calcolo.

6.5. CONCLUSIONI

L'entrata in vigore delle presenti norme tecniche per costruzioni in zone sismiche permette l'impiego sistematico della muratura armata nella costruzione di edifici in zona sismica consentendo il progetto e il calcolo come per gli altri procedimenti costruttivi.

Ciò può contribuire sostanzialmente alla affermazione di questa tecnica costruttiva capace di fornire elementi innovativi importanti sia per quanto concerne i problemi strutturali che per quelli architettonici nell'ambito della progettazione e della realizzazione degli edifici in muratura.

Ringraziamenti

Si ringrazia Andrea Micci per la collaborazione nella preparazione delle figure e nelle elaborazioni numeriche degli esempi.

6.6. BIBLIOGRAFIA

- (1) Bernstein, "Some early reinforced brickwork materpieces revisited", 5th I.B.Ma.C. Proc., p.231, Washington, 1979.
- (2) Plewes, G. T. Suter, "Canadian masonry - Yesterday and today, Proc. of 2nd Canadian Masonry Symposium, p. 105, Ottawa, 1980.
- (3) CISM, "Le costruzioni in muratura", a cura di G. Del Piero, Udine, 1984.
- (4) Preite G., "Manuale delle costruzioni in muratura semplice e armata", Edizioni Scientifiche A. Cremonese, Roma, 1986.
- (5) Hendry A. W., "Statica delle strutture in muratura di mattoni", Patron Editore, Bologna, 1986.
- (6) Dickey, "Masonry in building codes", Proc. of North American Masonry Conference, p. 31, Boulder, 1987.
- (7) Eurocode n. 6, "Règles uniflées communes pour les structures en maçonnerie", Commission des Communautés Européennes, 1988.
- (8) Eurocode n. 8, "Structures in seismic regions", Commission of the European Communities, May 1988.
- (9) Tassios T. P., "Meccanica delle murature", Liguori Editore, Napoli, 1988.
- (10) ANDIL, "Esame comparativo della normativa europea e della normativa italiana sulle strutture in muratura portante", pp. 138-225, Edizioni Lambda, Verona, 1992.
- (11) Tubi N., "La realizzazione di murature in laterizio", Edizione Laterconsult, pp. 777-799, Roma, 1993.
- (12) Latina C., "Muratura portante in laterizio. Tecnologia, progetto, architettura." Edizione Laterconsult, pp. 349-377, Roma, 1994.
- (13) Bari L., Righetti G., "Esempi di calcolo di edifici in muratura armata (D.M. 10/01/96 e sistemi omologati)", Murature oggi, Verona, Giugno 1996.